



Markus Melander

Massastabiloinnin laadunvarmistuskairaukset

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 11.9.2017

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaajat: Fredrik Winqvist, Juha Forsman

Tekijä Markus Melander

Työn nimi Massastabiloinnin laadunvarmistuskairaukset

Koulutusohjelma Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka

Pää-/sivuaine Georakentaminen

Koodi R3003

Työn valvoja Leena Korkiala-Tanttu

Työn ohjaajat Fredrik Winqvist, Juha Forsman

Päivämäärä 11.9.2017

Sivumäärä 94+18

Kieli suomi

Tiivistelmä

Tämä työ on Aalto yliopistolle palautettu diplomityön julkinen versio. Osa työstä osa on varattu yksinomaan Ramboll Finland Oy:n käyttöön ja ko. osa puuttuu tästä julkisesta versiosta.

Diplomityö käsittelee massastabiloinnin laadunvalvonta- ja laadunvarmistuskairauksissa tyypillisesti käytettävän kairakärjen PK2/100 kairaustuloksiin vaikuttavaa kärjen lapoihin ja tankoihin kohdistuvaa kitkavastusta. Tämä kitkavastus vaikuttaa kairausten tulkinnaan ja perinteisesti tulkinnassa kairausvastuksen on oletettu muodostuvan kairakärjen alapintaa vasten ja kitkavastus huomioidaan vakiosuuruisella vähennyksellä. Tähän liittyen käsitellään eri kairakärkien kairausvastuksen suhdetta siipikokeista (pilarisiipikairaus) määritettyyn leikkauslujuuteen sovitettua kantavuuskertoimen suuruuden vaihtelun kautta. Työhön sisältyy kirjallisuuskatsaus, joka käsittelee aiempia tutkimuksia asiasta.

Kitkavastuksen tutkimiseen kehitettiin kaksi geometrialtaan kärjestä PK2/100 poikkeavaa kärkeä. Tutkimuskairauksia suoritettiin kehitetyillä kärjillä (PKL ja PKP) vuosina 2015 ja 2016 neljässä eri kohteessa, joista yhdestä massastabiloidusta savesta otetuilla savinäytteillä toteutettiin laajat laboratoriotutkimukset. Työ käsittelee myös muissa kohteissa kärjillä PK2/100, PS130/65 ja PH50 tehtyjä tutkimuksia. Tutkimuskohteissa tutkittiin massastabiloitua turvetta ja meren pohjasta ruopattua savea. Stabiloinnin leikkauslujuudeksi määritettiin tutkituissa kohteissa 30-250kPa.

Kärjen PS130/65 alaspainamisvastuksesta arvioitua stabiloinnin leikkauslujuutta voidaan tutkimusten mukaan käyttää kärjellä tehtyjä siipikokeita täydentävänä tietona. Ko. kärjen kantavuuskertoimelle suositellaan arvoa 40, kun siipikokeista määritetty leikkauslujuus on yli 70kPa, ja arvoa 50, kun leikkauslujuus on alle 70kPa.

Avainsanat massastabilointi, laadunvalvonta, laadunvarmistus, kitkavastus, vaippakitka, kantavuuskerroin, PK2/100, PS130/65, PKL, PKP, PH50



Author Markus Melander

Title of thesis Mass stabilization quality assurance soundings

Degree programme Structural Engineering and Building Technology

Major/minor Geoengineering

Code R3003

Thesis supervisor Leena Korkiala-Tanttu

Thesis advisor(s) Fredrik Winqvist, Juha Forsman

Date 11.9.2017

Number of pages 94+18

Language Finnish

Abstract

This Master's Thesis is the public version of this research. Parts of the research have been exclusively reserved for the Ramboll Finland Oy.

This Master's Thesis examines the amount of friction affecting the results of the mass stabilization quality control (QC) and quality assurance (QA) soundings of sounding tip PK2/100. The friction affects presumably between the stabilized soil and the vertical faces of the tip and the sounding shafts. Related to the affecting friction the bearing factor defined by vane shear tests for tip PK2/100 and other used tips will be discussed. A literature research about earlier studies is included.

To investigate the friction two new sounding tips (PKL and PKP) were developed. Both differed from tip PK2/100 by their geometry. Research-soundings with these new tips were made in four different locations between years 2015 ja 2016. Other soundings with tips PK2/100, PS130/65 and PH50 in different locations are also included in this Thesis. The locations that were investigated consisted of mass stabilized peat and dredged sediment. The shear strength of the stabilized soil was determined to be 30-250kPa.

The force used to press tip PS130/65 down into the mass stabilized soil can be used to compliment the results of vane shear tests according to this study. The bearing factor for tip PS130/65 is recommended to be set for 40 when the shear strength of the mass stabilized soil is more than 70kPa and for 50 when the shear strength is less than 70kPa.

Keywords mass stabilization, quality control (QC), quality assurance (QA), friction resistance, sleeve friction, bearing factor, PK2/100, PS130/65, PKL, PKP, PH50

Alkusanat

Diplomityö on osa Ramboll Finland Oy:n laajempaa kokonaisuutta, jossa erityisesti massastabiloinnin toimivuutta ja laadunvalvontaa on pyritty edistämään. Tämä työ keskittyy pehmeän massastabiloinnin laadunvalvonta- ja laadunvarmistuskairauksissa vaikuttavan kitkan arviointiin ja tulosten tulkinnassa käytetyn kantavuuskertoimen määrittämiseen. Työssä käsitellyt tutkimukset suoritettiin vuosina 2015-2017. Kiitän Ramboll Finland Oy:tä rahoituksesta, jota ilman ei tutkimuksia olisi voitu suorittaa.

Tutustuin massastabilointiin ensin maastossa laadunvalvontakairausten parissa, sitten kandidaatintyöni parissa ja nyt myöhemmin vielä laboratoriotutkimusten ja diplomityöni parissa. Iso kiitos työni ohjaajille Juha Forsmanille ja Fredrik Winqvistille, jotka ovat opettaneet minulle paljon niin stabiloinnista, laadunvalvonnasta kuin työelämästäkin ja joita ilman en olisi välttämättä saanut työskennellä saman aihepiirin parissa useiden eri tutkimusten ajan. Apunne ja aikanne ovat olleet aina käytettävissä kelloajasta tai kiireestä riippumatta ja arvostan sitä suuresti. Kiitos myös yliopiston professorille Leena Korkiala-Tantulle, joka on vaikuttanut suotuisasti edellä mainittujen tutkimusten onnistumiseen.

Kiitos Pyry Piispaselle, Taavi Dettenbornille sekä Rambollin maastomiehille tukemisesta, ideoinnista ja sparrauksesta diplomityöhöni liittyen. Kiitos opintojeni ja elämäni tukemisesta ja auttamisesta Saarelle ja muulle perheelleni sekä läheisille ystäväilleni.

Opiskeluajastani olen nauttinut erityisesti tapaamieni uusien ystävien ja ”raksan” hyvän yhteishengen takia. Kiitos hienoista kokemuksista luentosalien ulkopuolella Rakenusinsinöörikillalle ja Maa- ja kalliorakentajille, mutta erityisesti myös vapaateekkareille ja autokoulua vielä suorittaville. LTN.

Espoossa 11.9.2017

Markus Melander

Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

Sisällysluettelo	5
Merkinnät ja lyhenteet	6
1 Johdanto	7
2 Massastabilointimenetelmä	8
2.1 Massastabiloinnin periaatteet	8
2.2 Pohjoismainen massasyvästabilointimenetelmä	10
2.3 Sideaineet ja niiden syöttäminen	13
2.4 Massastabiloinnin ominaislujuuden määrittäminen	15
3 Laadunvalvontamenetelmät	17
3.1 Laadunvalvonta massastabiloinnin eri vaiheissa	17
3.2 Syvästabiloinnin laadunvalvontaan käytetyt menetelmät	19
3.3 Pilarikairaus	21
3.4 Pilarisiipikairaus	24
3.5 Puristin-heijarikairaus	26
3.6 CPT-kairaus	27
3.7 Näytteenotto	28
3.8 Muut menetelmät	30
3.9 Kairausten virhelähteet	32
4 Aiemmat tutkimukset	37
4.1 Kenttätutkimukset	39
4.2 Laboratoriotutkimukset	42
5 Kehitetyt menetelmät	44
6 Tutkimuskohteet ja tehdyt tutkimukset	45
6.1 Lepola, Järvenpää	47
6.2 Jätkäsaari, Helsinki	47
6.3 Kose-Mäo, Viro	49
6.4 Veittostensuo, Iitti	50
6.5 Kivikonlaita, Helsinki	51
7 Tutkimustulosten analysointi	52
7.1 Jätkäsaaren koemeluvallin laboratoriotutkimukset	54
7.2 Variaatiokerroin (COV)	57
8 Johtopäätökset	61
Liitteet	

Merkinnät ja lyhenteet

COV	%	Variaatiokerroin (coefficient of variation)
CPT		Puristinkairauksessa käytetty CPT-kairakärki ($A=0,001\text{m}^2$)
F	-	Finnstabi (Nordkalkin sideaine 1990-2000-luvulla)
F	kN	Kairausvoima (tai muu voima)
KC	-	Kalkkisementti
LT	-	Lentotuhka
LVO	-	Laadunvalvontaohjelma
MaKu	-	Masuunikuona
N_c	-	Kantavuuskerroin
PH50	-	Puristinheijarikairauksessa käytetty kärki ($A=0,005\text{m}^2$)
PH16	-	Puristinheijarikairauksessa käytetty kärki ($A=0,0016\text{m}^2$)
PK2/100	-	Pilarikairauksessa käytetty 2-lapainen kairakärki ($A=0,01\text{m}^2$)
PKL	-	Pilarikairaukseen kehitetty uusi kairakärki
PKP	-	Pilarikairaukseen kehitetty uusi kairakärki.
PKT	-	Palavankiven lentotuhka
PlusSe	-	Plussementti
PS130/65	-	Pilarisiipikairauksessa käytetty kairakärki.
PSe	-	Pikasementti
RPT	-	Rikinpoiston lopputuote
Se	-	Sementti
YSe	-	Yleissementti
c'	-	Tehokas koheesio
<i>max.</i>	-	Havaintojoukon suurin arvo
<i>min.</i>	-	Havaintojoukon pienin arvo
<i>k.a.</i>	-	Havaintojoukon keskiarvo
p	kPa	Kairausvastus eli kairausvoiman suhde kärjen pinta-alaan
q	kPa	Puristuslujuus (esim. laboratoriokokeista määritetty)
R^2	-	Regressiomallin selitysaste
r_{xy}	-	Pearsonin korrelaatiokerroin
s_u	kPa	Suljettu leikkauslujuus (esim. kairauksista määritetty)
φ'	°	Tehokas kitkakulma
σ'_0	kPa	Maaperässä vaikuttava tehokas pystysuora jännitys

1 Johdanto

Massastabilointimenetelmä on vasta 1990-luvun alussa kehitetty verrattain nuori pohjanvahvistusmenetelmä, joten kokemuksia käytössä olevien laadunvalvontamenetelmien luotettavuudesta lujuudeltaan erilaisista massastabiloinneista on kertynyt vasta rajallisesti. Massastabiloinnin kansainvälistyminen Pohjoismaiden ulkopuolelle luo kuitenkin painetta tutkimusmenetelmien ja niiden tulkintatarkkuuden kehittämiseen, sillä perinteisesti käytetyt pilarikairaus ja pilarisiipikairaus ovat lähes tuntemattomia Pohjoismaiden ulkopuolella. On muodostettava tarkempi käsitys siitä, millä lujuusalueella ja miten käytettynä erilaiset tutkimusmenetelmät ja niiden tulosten tulkintatavat ovat luotettavia, ja arvioitava mahdollisten uusien kairausmenetelmien soveltuvuus massastabiloinnin laadunvalvontaan. Ole-massa olevien kokemusten perusteella tulisi laadunvalvontamenetelmiä ja tulosten tulkintaa kehittää erityisesti pehmeän leikkauslujuudeltaan alle 80kPa massastabiloinnin laadunvarmistamiseen.

Tämän diplomityön tavoitteena on arvioida pehmeän massastabiloinnin laadunvalvonta- ja laadunvarmistuskairauksissa yleisimmin käytetyn kairakärjen PK2/100 kairaustuloksiin vaikuttavaa kärjen ja stabiloidun massan välisen kitkan suuruutta. Työ esittelee kaksi kehityskärkeä, joiden avulla kärkeen PK2/100 vaikuttavaa kitkan määrää voidaan arvioida ja joilla kärjen PK2/100 kairaustulosten tulkintaa voidaan ohjata ja täydentää. Kärjen ja stabiloidun massan välisen kitkan määrän lisäksi työ antaa ehdotuksen eri kärjillä käytettävän kantavuuskertoimen N_c arvosta eli mitatun kairausvastuksen ja siipikokeista määritetyn leikkauslujuuden suhteesta. Tämä työ on jatkoa vuoden aiemmalle tutkimukselle (Melander, 2015).

Kehitetyillä kärjillä suoritettiin tätä työtä varten tutkimuksia vuosina 2015 ja 2016 neljässä eri kohteessa ja näitä tuloksia täydentämään suoritettiin syyskuun 2016 ja tammikuun 2017 välillä Jätkäsaaren massastabiloidusta sedimentistä (savi, lieju) laboratoriokokeita (Melander, 2017). Työ käsittelee myös muualla kärjillä PK2/100, PS130/65 ja PH50 tehtyjä tutkimuksia. Tutkimuskohteissa tutkittiin massastabiloitua turvetta ja meren pohjasta ruopattua savea. Stabiloinnin leikkauslujuudeksi määritettiin tutkituissa kohteissa 30-245kPa.

Työssä ei ota kantaa massastabiloinnin suunnitteluun, pitkäaikaistoimivuuteen tai kairaus-hetkellä olleeseen lujittumisaikaan, vaan vertailee samalta alueelta samana ajankohtana, mutta eri kairakärjellä tehtyjä tutkimuksia toisiinsa. Eri kärkien tuloste hajontaa on kuvattu variaatiokertoimella (COV).

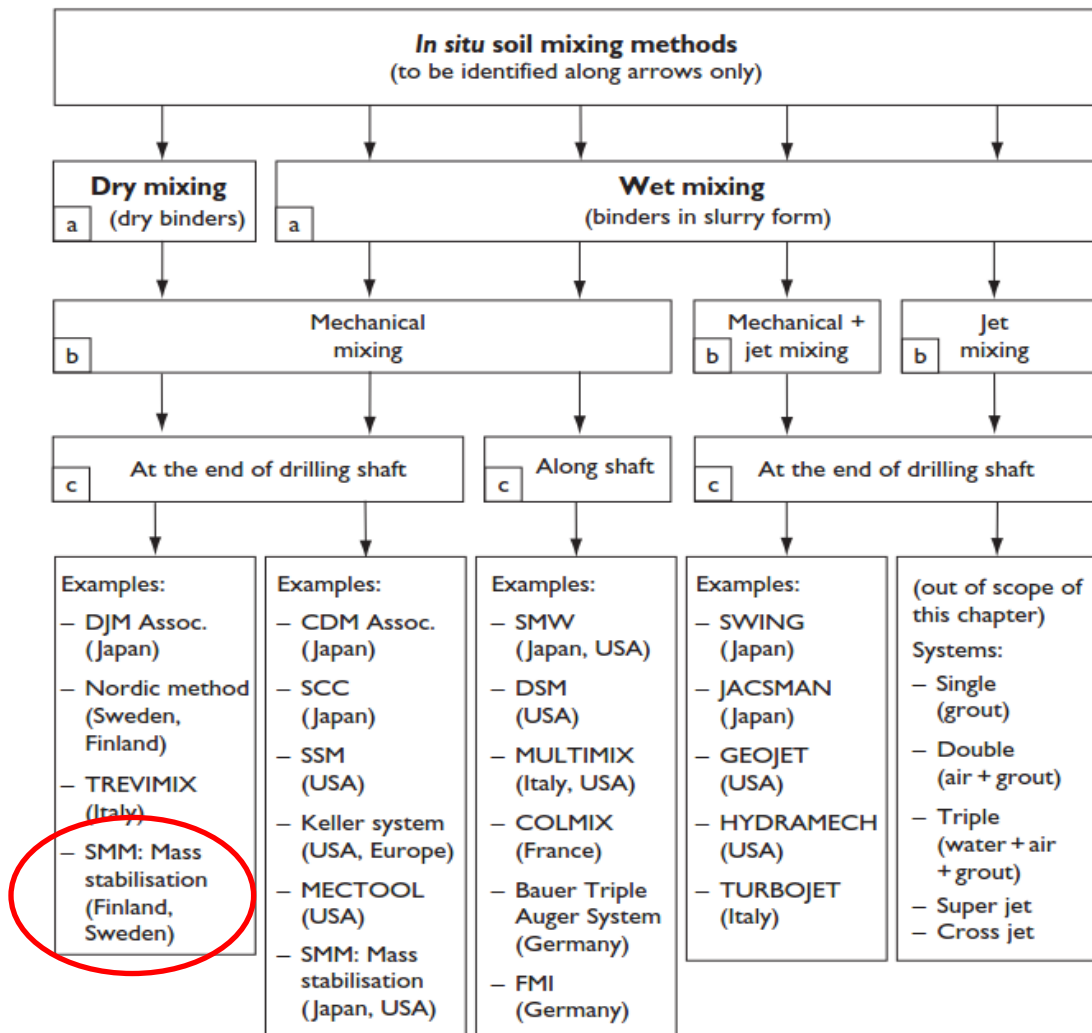
2 Massastabilointimenetelmä

2.1 Massastabiloinnin periaatteet

Syvästabiloinnin ensimmäinen sovellus oli 1950-luvulla Yhdysvalloissa kehitetty paalujen valaminen suoraan maaperään. Modernit syvästabilointimenetelmät ovat kuitenkin syntyneet ja kehittyneet pääosin Japanissa ja Skandinaviassa 1970-luvulta lähtien. Stabiloinnin käyttö on lisääntynyt 2000-luvulta alkaen nopean kehityksensä ansiosta etenkin Skandinaviassa, Japanissa ja Yhdysvalloissa sekä mm. Kaakkois-Aasiassa, Kiinassa, Puolassa, Ranskassa, Saksassa ja Iso-Britanniassa. (Topolnicki, 2004). Kuivastabiloinnin menetelmistä eniten käytetyt ovat niin kutsutut japanilainen ”dry jet mixing”-menetelmä (kuva 2.1: ”DJM”) ja Suomessa käytetty pohjoismaainen pilaristabilointimenetelmä (kuva 2.1: ”Nordic method”) (EN14679, 2005). Pohjoismaisen pilaristabiloinnin tavoiteleikkauslujuus on tavanomaisesti välillä 80-200 kPa, kun japanilaisilla pilareilla tavoitelujuus voi olla jopa 1000 kPa (Forsman et al., 2017). Märkästabiloinnin osalta suosituin menetelmä on Japanissa 1970-luvun puolivälissä kehitetty sementtiä sideaineenaan käyttävä ”cement deep mixing”-menetelmä (kuva 2.1: ”CDM”) (Larsson, 2005). Massastabilointi on muihin esitettyihin syvästabilointimenetelmiin ja tavanomaiseen pilaristabilointiin verrattuna kohtalaisen nuori menetelmä. Japanin ja Yhdysvaltojen käyttämä märkämassastabilointi (kuva 2.1) on pohjoismaista kuivastabilointimenetelmää käyttävää massastabilointia hieman vanhempi menetelmä ja vastaa rakenteeltaan tiheää pilaristabilointia (Larsson, 2005).

Pohjoismaainen massastabilointi muuttaa maan indeksiominaisuuksia (esim. vesipitoisuus, plastisuus, tilavuuspaino), lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuuksia sekä vedenläpäisevyyttä. Lopputuloksena pehmeän maan geotekniset ominaisuudet parantuvat siten, että muutoin rakentamiseen huonosti soveltuvaa maata voidaan käyttää penkereiden perustamiseen, täyttömaaksi ja muulla tavoin hyödyksi esimerkiksi meluvalleissa. Massastabiloinnilla voidaan parantaa maa-aineksen ympäristö-ominaisuuksia esimerkiksi siten, että pilaantuneen maan ympäristölle haitallisten aineiden liukeneminen ja irtoaminen estetään kiinteyttämällä ne stabiloituun maa-ainekseen. Myös ns. reaktiiviset stabilointiseinämät, jotka estävät haitallisten aineiden liikkeen seinämän läpi ympäristöön, ovat mahdollisia.

Massastabiloinnissa valittu sideaineyhdistelmä voidaan sekoittaa suoraan maaperään, jolloin puhutaan in-situ -stabiloinnista, tai ylös kaivettuun pohjamaahan, joka stabiloinnin jälkeen siirretään käyttökohteeseensa, jolloin puhutaan ex-situ -stabiloinnista. Ruopattun maan stabilointi voidaan suorittaa myös nk. prosessistabilointimenetelmällä. Menetelmässä ruopattu maa-aines stabiloidaan heti merestä nostettaessa ennen läjittämistä, jolloin pilaantuneen maan haitta-aineita ei liukene maaperään. Prosessistabiloinnilla päästään yleensä ympäristöystävällisempään ja tasalaatuisempaan lopputulokseen pienemmällä sideainemäärällä. (Ramboll, 2009). Massastabilointi käsitteenä viittaa yleisemmin massastabiloinnin kaikkiin in-situ-, ex-situ- ja prosessisovelluksiin, mutta massasyvästabiloinnilla viitataan suoraan maaperään tehtävään in-situ -stabilointiin (Liikennevirasto, 2010). Massastabilointi voidaan yhdistää pilaristabilointiin tai suorittaa in-situ -stabilointina toisiaan leikkaavin tai vierekkäin tehdyin pilarein. (Forsman et al., 2014).



Kuva 2.1. Syvästabiloinnin jakautuminen menetelmäteknikoiden ja alueellisen käytön mukaan (Topolnicki, 2004). Ympyröitynä Suomessa käytetty pohjoismainen massasyvästabilointimenetelmä ("suomalainen massastabilointimenetelmä").

Massastabiloinnin lopputuloksen laatuun vaikuttavat stabilointitekniikan sekä –sideaineen lisäksi oleellisesti stabiloidun maan työn jälkeinen tiivistäminen ja kuormittaminen. Ensimmäisenä tiivistyspenkereenä toimii usein stabilointityötä varten pohjamaan päälle tehty työalusta, jonka päälle rakennetaan vasta portaittain varsinainen tiivistyspengeri. Lopulliset lujittumisreaktiot (1-3kk) sekä suurimmat painumat tapahtuvat tämän varsinaisen penkereen alla. Tavanomainen tiivistyspengeri on noin 1,0-1,5 metriä korkea ja erityisesti turvestabiloinnin onnistumisen kannalta välttämätön (Larsson, 2005). Tiivistyspengertä voidaan myöhemmin korottaa tarpeen mukaan kuormituspenkereeksi.

Massastabilointi on usein perinteisiä pohjarakennusmenetelmiä edullisempi. Se soveltuu erityisesti infra-rakentamisen hankkeisiin, joissa tavataan savea, liejua tai turvetta. Verrattuna pilaristabilointiin on massastabilointi usein tehokkaampi ja edullisempi ratkaisu penkereen, kaivannon tai luiskan stabiliteettia parannettaessa tai turvetta ja liejua stabiloitaessa. Mahdollisuus yhdistää massa- ja pilaristabilointia etenkin paksuissa tai turvetta pinnastaan olevissa pehmeiköissä on lisännyt massastabiloinnin käyttökohteita ja suosiota niin Euroopassa kuin Yhdysvalloissakin. (Lahtinen & Niutanen, 2009).

2.2 Pohjoismainen massasyvästabilointimenetelmä

Tässä työssä käsiteltävä pohjoismainen massasyvästabilointi (kuvassa 2.1. ympyröity menetelmä) on kehittynyt pohjoismaisesta pilaristabiloinnista, joka syntyi Ruotsissa 1960-luvun lopulla, mutta kehittyi ja yleistyi huomattavasti vasta 80-luvun puolivälin jälkeen (Karlstedt & Halkola, 1993). Pohjoismainen massasyvästabilointi on todettu taloudellisesti ja ympäristöllisesti edulliseksi ratkaisuksi, jota on sovellettu globaalisti noin 30 valtiossa (taulukko 2.1) (Forsman et al., 2017). Massastabiloinnin yleiset periaatteet on esitetty standardissa EN14679 (2005) ja Massastabilointi-käsikirjassa (Forsman et al., 2015). Massasyvästabilointiin viitataan myöhemmin tässä työssä lyhyemmin massastabilointina.

Massastabiloinnin kehitys alkoi Suomessa, kun haluttiin kehittää edullinen menetelmä teiden rakentamiselle pehmeän turpeen päälle ilman paalutus- tai massanvaihtotöitä. Kehitystyö alkoi silloisen Viatekin (nyk. Ramboll) laboratorioissa vuonna 1989, ja ensimmäisen merkittävän kerran massastabilointia kokeiltiin 1993 Veittostensuon koepenkereessä hyvin tuloksin. (Lahtinen ja Niutanen, 2009). Koepenkereen painumia ja stabiloidun turpeen lujuuden kehitystä seurattiin rakentamisesta vuoteen 2016 asti. Tutkimusten mukaan penkereen massastabiloidut osat painuivat pilaristabilointia vähemmän ja pitkäaikaislujuuden kehitys oli massastabiloiduilla osilla pilaristabilointia parempaa (Piispanen et al., 2016). Massastabiloinnin mahdollisuuksia ja menetelmän toimivuutta käsiteltiin ensimmäistä kertaa merkittävästi Helsingin kaupungin tiedotteessa 61/1993: Ylijäämäsavien massastabilointi (Karlstedt & Halkola, 1993).

Massastabilointi suoritetaan tarkoitukseen kehitetyllä, esimerkiksi kaivinkoneen puomin päähän asennetulla, sekoitinkärjellä (kuva 2.2), jota liikutellaan stabiloitavassa pohjamaassa niin syvyys- kuin vaaka- ja pituussuunnissakin. Nykyisellä laitteistolla voidaan massastabilointi suorittaa hyvissä olosuhteissa jopa 7-8 metrin syvyyteen asti (Forsman et al., 2014). Stabilointityön kapasiteetti pohjamaan ollessa savea on noin 50-100 m³/h riippuen saven laadusta ja syötettävästä sideainemäärästä (Lahtinen & Niutanen, 2009). Turvetta stabiloitaessa kapasiteetti on noin 100-150 m³/h ja ruoppausmassoja stabiloitaessa jopa 200 m³/h. Tavoitelujuutensa stabilointi saavuttaa yleensä 1-3 kuukauden kuluessa. (Forsman et al., 2014). Tavoiteleikkauslujuus vaihtelee tavanomaisesti 30-70 kPa välillä ollen harvemmin yli 100 kPa (Liikennevirasto, 2010). Tyypillinen sideainemäärä turvetta stabiloitaessa on noin 150-250kg/m³, kun tavoiteleikkauslujuudeksi asetetaan 50 kPa (Jelusic and Leppänen, 2003).

Massastabiloinnilla on lukuisia erilaisia käyttökohteita ja sovelluksia pohjanvahvistusmenetelmänä ja heikkolaatuisten maa-ainesten jalostusmenetelmänä. Eräs yleisimmistä käyttökohteista on teiden perustaminen, jolloin massastabiloinnilla voidaan rajoittaa ja tasata painumia, lisätä kantavuutta sekä parantaa kokonaisstabiliteettia. Monesti stabilointi mahdollistaa esimerkiksi luiskattujen putkikaivantojen rakentamisen pehmeässäkin pohjamaassa. Rautatiehankkeissa massastabilointi soveltuu tiehankkeen tavoin pohjamaan parantamiseen, mutta myös esimerkiksi tärinää vaimentavaksi rakenteeksi rautatien ja läheisten rakenteiden välille. Lisäksi massastabilointi on kannattavaa heikkolaatuisten pehmeiden kaivumaiden kuljettamisen sekä uudelleen käytön mahdollistamiseksi (kuva 2.3). (Forsman et al., 2014).

Taulukko 2.1. Pohjoismaisen massastabiloinnin tiedossa olevia käyttökohteita eri maissa 8/2016 (Forsman et al., 2016).

1. Infra (roads, pipelines, etc.)
2. Harbours (soil improvement, dredged sediments, etc.)
3. Contaminated soils and waste materials

	1.	2.	3.		1.	2.	3.
Nordic Countries and Europa				Asian and Ausralia			
Finland	+	+	+	Turkey	+	+	+
Sweden	+	+	+	China	+		+
Norway	+	+	+	Vietnam	+		
Denmark		+	+	Japan	+	+	
Estonia	+		+	Indonesian			+
Czech Republic			+	New Zeland	+	+	+
French			+	Australia	+	+	+
Germany	+		+				
Hungary	+			North and South America			
Italian	+	+	+	USA	+		+
Montenegro			+	Canada	+		+
Netherland	+		+	Mexico	+		+
Poland	+			Kolumbia			+
Russian	+		+	Brasilia	+	+	
Slovakia			+	Argentina	+		
Spain		+	+				
United Kngdom	+	+	+	Σ 30 countries			



Kuva 2.2. Massastabilointiin soveltuva moderni ALLU-stabilointilaitteisto (Forsman et al., 2014).

Massastabilointi tehdään pohjanvahvistukseksi yleensä jollain kolmesta rakennetavasta:

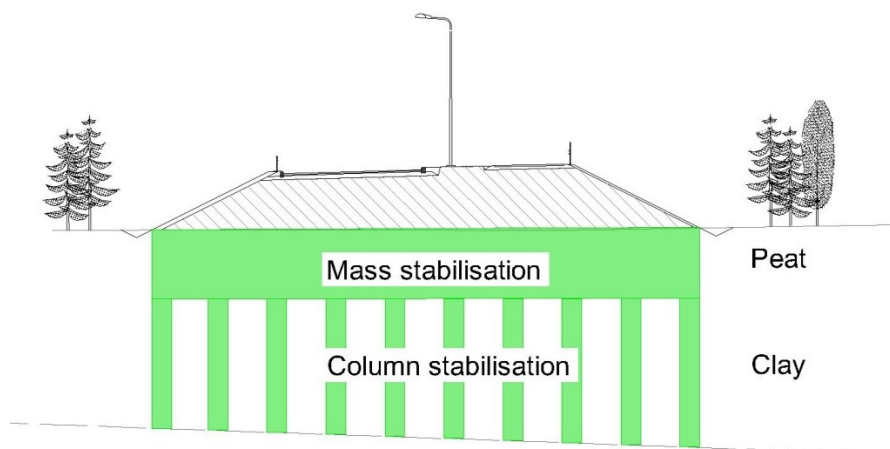
- Stabilointi pehmeiden maakerrosten koko paksuudelle, jolloin aikaansaadaan esikuormituksen jälkeen lähes painumaton rakenne (Forsman et al., 2014).
- Stabilointi määräsyvyyteen asti, jolloin syntyy niin kutsuttu ”kelluva” rakenne.
- Stabilointi pilaristabiloinnin päälle (yhdistelmä rakenne, kuva 2.4).

Massastabiloinnin käyttökohteita ovat esimerkiksi (Forsman et al., 2014):

- tiet
- kadut ja raitit
- rautatiet
- kunnallistekniikka ja verkostot
- satamat ja meriväylät
- maisema- ja viherrakentaminen (mm. puistot), joskin stabiloitu aines ei sellaisenaan sovi kasvualustaksi, vaan täyttökerroksen päälle tarvitaan vielä kasvualusta
- ulkoliikuntapaikat
- ympäristönsuojaurakenteet
- kaivosalueet
- kaatopaikat ja jätteenkäsittelyalueet
- teollisuuden ja kaupan alueet sekä talonrakennuskohteet
- ja tulvasuojelu



Kuva 2.3. Pilaantuneiden ruoppausmassojen massastabilointi. Aiemmin ruopatut massat on sijoitettu vanhan laiturin ja sen eteen tehdyn ponttiseinän väliin massastabiloitavaksi. (Deep Soil Mixing Ltd, UK)



Kuva 2.4. Massastabilointi yhdistelmä rakenteena pilaristabiloinnin kanssa (Forsman et al., 2014).

2.3 Sideaineet ja niiden syöttäminen

Massastabilointia kuten pilaristabilointiakin voidaan tehdä kuiva- tai märkämenetelmällä. Märkämenetelmässä sideaine sekoitetaan veteen, josta muodostuu liejumaista nestettä, joka pumpataan stabiloitavaan pohjamaahan. Pohjoismainen massastabilointi edustaa kuitenkin kuivamenetelmää, jossa valittu sideaineseos pumpataan korkeapaineisella paineilmalla erillisestä sideainesäiliöstä stabilointikoneen puomia pitkin sekoitinkärjen kautta stabiloitavaan pohjamaahan. Pilaristabiloinnin suhteen on arvioitu, ettei stabilointityö onnistu ilman mekaanista maaperän ja sideaineiden sekoittamista vain paineilmalla sideaineita levittäen (Larsson, 2003). Massastabiloinnin onnistumisen kannalta onkin tärkeää, että sekoitinkärki ja –puomi sekoittavat pohjamaata ja sideaineita huolellisesti ja riittävästi.

Laadukkaan sekoitustyön saavuttamiseksi stabilointityö jaetaan maastossa stabilointikoneen ulottuman mukaan ruudukkoon, jolloin työtä on helpompi tehdä, valvoa ja dokumentoida. Käytettävä sideainemäärä annostellaan useimmiten yksikössä kg/m^3 , jolloin esimerkiksi tyypillisiin 3-5 metriä sivuiltaan oleviin ruudukon ruutuihin voidaan annostella oikea määrä sideainetta. Tavoitteena on syöttää sideaine ruutuja apuna käyttäen mahdollisimman tasaisesti pohjamaahan ja samalla homogenisoida maa-ainesta sekoittamalla. Uusimpiin stabilointikoneisiin on kehitetty tietokonejärjestelmä, jolla kontrolloidaan ja dokumentoidaan mm. sekoitusprosessia, sideainevirtausta, ilmamäärää, sekoitinkärjen rumpujen pyörimisnopeutta ja tehtyä sekoitustyötä pinta-alaa ja syvyyttä kohden aiempaa tarkemmin. Järjestelmän avulla päästään aiempaa tasaisempaan ja parempaan lopputulokseen. Käytännön kokemukset ovat osoittaneet, ettei sideaine leviä tasaisesti eikä sekoitu riittävän hyvin stabiloitavassa ruudussa työkoneilla, joissa tätä järjestelmää ei ole. Sideaineen epätasainen jakautuminen voi johtaa suuriin eroihin stabiloidun maaperän paikallisessa leikkauslujuudessa. Käsiteltävästä pohjamaasta riippuen stabilointityössä voidaan käyttää erilaisia sekoitinkärkityyppejä (kuva 2.5).



Kuva 2.5. Massastabiloinnissa käytettyjä ALLU:n valmistamia sekoitinkärkiä (Allu Group, 2017).

Tavanomaisesti kuivamenetelmä on märkämenetelmää edullisempi ja sopii huomattavasti paremmin korkean vesipitoisuuden ($w > 60\%$) maaperään, jossa veden määrä on suuri syötettävän sideaineen määrään nähden. Kuivamenetelmässä on märkämenetelmää enemmän mahdollisuuksia hyödyntää teollisuuden sivutuotteita sideaineina, ja kuivamenetelmän prosessi kestää vedettömyytensä ansiosta paremmin ympäristön alhaisia lämpötiloja. Märkämenetelmän etuna on sideaineiden parempi käsiteltävyys ja sekoitettavuus myös kovassa

pohjamaassa, mikä johtaa homogeenisempaan stabiloinnin lopputulokseen. (Topolnicki, 2004; Rathmayer, 1996).

Pohjoismaisen massastabiloinnin sideaineseos sisältää yhtä tai useampaa sideainetta, joista tyypillisimmät ovat kalkki ja sementti. Muiden uudempien teollisuudesta ylijääneiden sideaineseosten kuten masuunikuonan, lentotuhkan tai kipsin käyttö on monesti myös kannattavaa. Sideaineet muodostavat tyypillisesti noin 50...70 % massastabilointikustannuksista, joten optimaalisen sideainetyypin ja -määrän käyttö vaikuttaa oleellisesti kohteen toteutuskustannuksiin. Mainittuja uudempiä teollisuuden sivutuotteita hyödyntäviä sideaineseoksia käytettäessä kokonaissideainemäärä useimmiten kasvaa jonkin verran, mutta toisaalta taloudellisissa ja ympäristöllisissä kustannuksissa on mahdollista saavuttaa merkittävää etua. Yhdistelemällä erilaisia sideaineita saadaan muodostettua ”räätälöityjä”, tiettyyn kohteeseen mahdollisimman hyvin soveltuvia sideaineseoksia ominaisuuksineen, mikä parantaa massastabiloinnin kilpailukykyä. Sideaineseoksien koostumuksella voidaan vaikuttaa mm. stabiloinnin lujuuden kehittymisen nopeuteen, märkien massojen kiinteytymiseen ja kuivumiseen, rakenteen lopulliseen lujuuteen, muodonmuutosominaisuuksiin, sideaineen epätasaista sekoittumista korjaavaan vaikutukseen, haitallisten aineiden kiinteytymiseen ja ympäristövaikutuksiin, vedenläpäisevyyteen ja luonnollisesti myös sideainekustannuksiin. (Forsman et al., 2014).

Kaikki sideaineet eivät ole kaikille pohjamaille yhtä sopivia. Esimerkiksi kalkki on hyvä sideaine saven, muttei turpeen stabiloinnissa (Lahtinen & Niutanen, 2009). Yleisesti ottaen kalkki sitoo kemiallisilla reaktioillaan vettä ja muodostaa lämpöä, joka kiihdyttää myöhempiä lujittavia reaktioita. Stabiloidusta pohjamaasta tulee kalkkia käytettäessä karkeampi ja sen vedenläpäisevyys saattaa kasvaa. Stabiloidun maan lujittuminen heti työn jälkeen on suhteellisen hidasta, mutta toisaalta lujittumisreaktiot jatkuvat vielä pitkään stabilointityön jälkeen. Kalkin kyky diffundoitua (tasata kemiallisia pitoisuuseroja ympäristönsä kanssa) tasoittaa mekaanisesta sekoittamisesta jäänyttä epähomogeenisyyttä ja parantaa sitä kautta lopputuloksen laatua. (Forsman et al., 2014).

Kun sideaineseoksessa käytetään sementtiä, on useimmiten saavutettavissa muita seoksia parempi varhaislujittuminen, mikä on monissa tapauksissa etu stabilointi- ja rakennustyön toteuttamisen kannalta. Pitkäaikaislujittumisen osuus on puolestaan yleensä muita seosvaihtoehtoja pienempi. Sementillä diffundoituminen runkoaineessa on vähäistä, joten sementti sideaineena ei juuri tasoi pohjamaassa mahdollisesti esiintyvää heikosta sekoittamisesta johtuvaa epähomogeenisyyttä. Sekoitustyön laatu näkyy lopputuloksessa kalkkipitoisia sideaineita selvemmin. (Forsman et al., 2014).

Vaikka tyypillisimpien sideaineiden ominaisuudet ja käyttäytyminen ovat nykyään kohtalaisen hyvin selvillä, voi pohjamaan epäpuhtauksilla ja luonnollisilla mm. indeksiominaisuuksien ja lämpötilan vaihteluilla olla hyvinkin yllättäviä vaikutuksia stabilointityön lopputulokseen. Tästä johtuen käytettävän kohdekohtaisen sideaineseoksen koostumus ja määrä (kg/m^3) tulee määrittää etukäteen laboratorio- tai koekenttätutkimuksissa, mutta on vielä myöhemmin optimoitavissa stabiloinnin työnaikaisiin laadunvalvontatuloksiin perustuen. Useimmiten sideaineseoksen suunnittelua oikeaan suuntaan ohjaavat sideaineseokset on esitetty taulukossa 2.2.

Taulukko 2.2 Stabiloinnin kuivamenetelmään tyypillisesti soveltuvat sideaineseokset pohjamaiden tyypin mukaan (mukaillen standardia EN14679, 2005).

Pohjamaan tyyppi	Tyypillisesti sopiva sideaineseos
Savi	Kalkki tai kalkki-sementti
Orgaaninen savi tai lieju	Kalkki-sementti tai sementti-masuunikuona tai kalkki-kipsi
Turve	Sementti tai sementti-masuunikuona tai kalkki-kipsi-sementti
Sulfiittimaa	Sementti tai sementti-masuunikuona
Siltti	Kalkki-sementti tai sementti
(Märkästabilointi)	(Sementti)

2.4 Massastabiloinnin ominaislujuuden määrittäminen

Ominaislujuus on tutkimuksista (stabiloitavuskokeet, koestabilointi, ...) tai muuta kautta määritetty materiaalia edustava lujuusarvo, josta varmuuskertoimella jakamalla saadaan suunnittelussa käytettävä mitoituslujuus. Massastabiloinnille ominaislujuus määritetään kaavalla 2.1 (Liikennevirasto, 2017).

$$\tau_{stab,k} = \tau_{stab} \times k_{K/L} \times k_{ed} \times k_{Ts/Tt} \quad (2.1)$$

jossa $\tau_{stab,k}$ = stabiloidun kerroksen leikkauslujuuden ominaisarvo
 τ_{stab} = stabiloidun kerroksen leikkauslujuus
 $k_{K/L}$ = laboratorio-/kenttälujuuskerroin
 k_{ed} = koetulosten edustavuuskerroin
 $k_{Ts/Tt}$ = aikalujittumiskerroin

Laboratorio-/kenttälujuuskerrointa ($k_{K/L}$) käytetään muuttamaan laboratoriotutkimuksilla määritetty lujuus in-situ -tutkimuksia vastaavaksi lujuudeksi. Näytteiden ottaminen ja laboratoriotutkimukset laadunvalvontamenetelmänä on esitelty luvussa 3.7. Koetulosten edustavuuskerroin (k_{ed}) redusoi ominaislujuuden, jos kenttätutkimuksissa koestettu alue poikkeaa tai ei edusta suunnittelualuetta kokonaisuudessaan. Edustavuuskerroin saa arvoja väliltä 0-1. Aikalujittumiskerroin ($k_{Ts/Tt}$) huomioi stabiloidun kerroksen mahdollisesti erilaisen lujittumisajan ennakkotutkimuksessa ja suunnittelussa.

Stabiloidun kerroksen leikkauslujuus (τ_{stab}) voidaan valita ominaislujuuden määrittämistä varten usealla eri tavalla. Stabilointi- ja suunnittelutyötä ohjaamaan voidaan käyttää laboratorioissa tehtäviä stabiloitavuskokeita, suunnittelukohteessa tehtävää koestabilointia tai aiemmin lähistöllä stabiloituja referenssikohteita, joiden maaperä on ominaisuuksiltaan suunnittelukohdetta vastaava. Stabiloinnin aikana ja sen jälkeen kohdesuunnittelua ja toteutuneen ominaislujuuden arviointia ohjaavat laadunvalvontakairaukset ja kohteesta otetuista näytteistä tehtävät laboratoriotutkimukset.

Tyypillisesti sideainetyypin soveltuvuuden ja kohteen leikkauslujuuden määrittämiseen käytetään edellä mainituista tutkimuksista määritetyn leikkauslujuuden tilastollista keskiarvoa yhdistettynä lujuuden hajontaan ja kokemuseräiseen harkintaan. Painuma-, stabi-

liteetti- ja kantavuuslaskennassa on suositeltavaa valita lujuuden ominaisarvoksi nk. ”varovainen keskiarvo”, joka on tilastollista keskiarvoa alhaisempi. Tilastollisia tunnuslukuja ja leikkauslujuutta määritettäessä epäonnistuneet kairaukset voidaan hylätä. (Liikennevirasto, 2017).

Stabiloidun pohjamaan ja stabilointityön luonnollinen epätasaisuus aiheuttavat stabiloinnin laatututkimusten tuloksille usein merkittävää hajontaa. Lisäksi eri tutkimusmenetelmät antavat hieman eri tulokset samasta kohteesta, ja esimerkiksi kairakärkeen ja –tankoihin kohdistuva kitkavastus voi olla merkittävästi erilainen eri kairakärjillä ja eri lujuusalueilla. Hajonnan suuruuden mittaamiseen käytetään variaatiokerrointa ($COV = \text{keskihajonta/keskiarvo}$), jonka suuruudesta riippuen leikkauslujuuden ominaisarvo voidaan redusoida (Liikennevirasto, 2017).

Massastabiloinnin ominaislujuuden ohella on tärkeää arvioida stabiloidun kerroksen muodonmuutosmoduulia ja painumaa. Massastabiloidun rakenteen suurimmat painumat tapahtuvat yleensä heti stabilointityön jälkeen rakennettavan työalustana toimivan tiivistyspenkereen alla ennen stabiloidun kerroksen lopullisen lujuuden saavuttamista. Tiivistyspenkereen jälkeisen esikuormituspenkereen tai lopullisen kuormituspenkereen alla painumat ovat yleensä huomattavasti pienempiä. Stabiloidun kerroksen kokonaispainuma tulee laskea vähintäänkin tiivistyspenkereen, mahdollisen esikuormituspenkereen ja lopullisen kuormituspenkereen aiheuttamien painumien summana. (Liikennevirasto, 2017).

Muodonmuutosmoduuli arvioidaan tavanomaisesti stabilointinäytteiden laboratoriokokeista yksi- tai kolmiaksisiaalisella puristuskokeella, tai sen suuruusluokka voidaan määrittää mittaamalla stabiloitavuuskokeissa havaittu lujittumisen aikainen kuormituksesta johtuva painuma. Tiivistyspenkereen alla on massastabiloinnin muodonmuutosmoduuli usein noin 0,1-0,3MPa. Yleensä tiivistymisen voidaan arvioida olevan stabiloiduilla savilla ja silteillä n. 5-15% ja liejuilla ja turpeilla n. 10-30% massastabiloidun kerroksen alkuperäisestä paksuudesta. (Forsman et al., 2014).

Jos stabiloinnin näytteitä tai koekappaleita ei ole saatavilla, voidaan muodonmuutosmoduuli arvioida selvästi heikommalla luotettavuustasolla laadunvalvonnan tai referenssikohteen kairaustuloksiin perustuen empiirisellä kaavalla 2.2 (Trafikverket, 2011). Kaava on tarkoitettu ensisijaisesti pehmeille pilareille eikä se ole yleisessä käytössä Suomessa.

$$E_{50} = 13 \cdot s_u^{1,6} \quad (2.2)$$

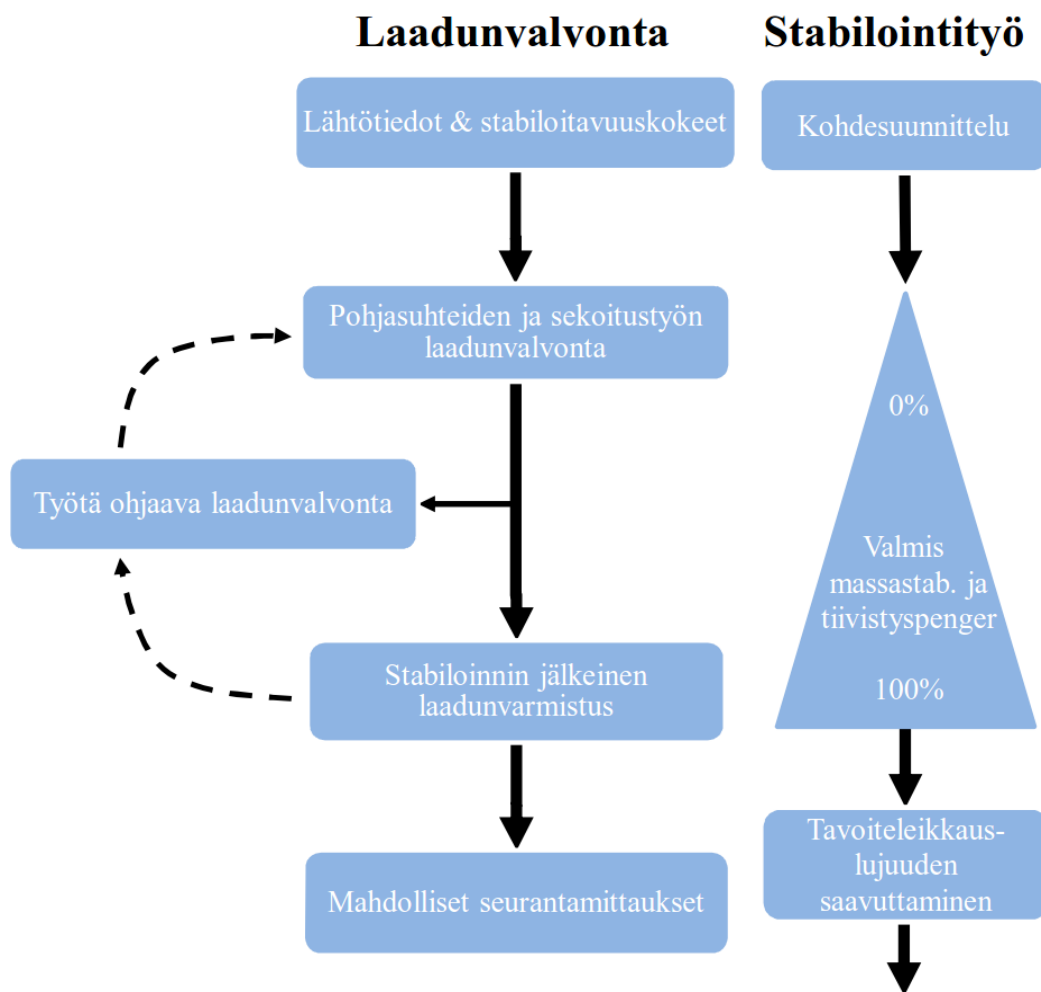
jossa s_u = suljettu leikkauslujuus [kPa]

3 Laadunvalvontamenetelmät

3.1 Laadunvalvonta massastabiloinnin eri vaiheissa

Massastabiloinnin laadunvalvontamenetelmät ovat suurelta osin samoja aiemmin kehitetyn pilaristabiloinnin menetelmien kanssa. Vaikka massastabiloinnin laadunvalvonta on kehitetty pilaristabiloinnin laadunvalvontamenetelmien pohjalta, osa laadunvalvontamenetelmistä soveltuu jopa paremmin massa- kuin pilaristabiloinnille. Massastabiloinnin laadunvalvonta voidaan jakaa karkeasti kolmeen eri vaiheeseen (kuva 3.1):

- stabilointityötä ennen tehtävään suunnittelussa tarvittavien lähtötietojen hankintaan (stabiloitavuuskokeet, koestabiloinnin tutkimukset, yms.),
- stabilointityön aikaiseen stabilointityötä valvovaan ja ohjaavaan valvontaan ja
- stabilointityön jälkeiseen laadunvalvontaan eli laadunvarmistamiseen.



Kuva 3.1. Massastabiloinnin laadunvalvontaprosessin eri vaiheet ja stabilointityön eteneminen.

Tämä työ käsittelee pääasiassa stabilointityön aikaista ja jälkeistä laadunvalvontaa ja -varmistamista, jotka toteutetaan Suomessa tyypillisesti pilari- ja siipikairauksin. Raja laadunvalvonnan ja -varmistuksen välillä on häilyvä, sillä laadunvarmistuskairauksia voidaan tarvittaessa käyttää stabilointityötä ohjaavana laadunvalvontana. Tyypillisesti kaikkien

kolmen laadunvalvonnan vaiheen tuloksista koostetaan osaraportit, joista ensimmäisen kokoa suunnittelija (tai tutkimuskonsultti) ja jälkimmäiset urakoitsija, joka esittää ne tilaajalle työnsä laadun osoitukseksi.

Ennen stabilointityötä tehtävään laadunvalvontaan sisältyvät mm. stabiloinnin suunnittelua ohjaavat pohjamaan stabiloitavuuskokeet tai koestabilointi, jotka tilaaja normaalisti teettää suunnitteluvaiheessa tai jotka jätetään urakoitsijan vastuulle urakalaskentavaiheessa. Stabiloitavuuskokeissa tarvittava aika vaihtelee hankkeesta riippuen n. 1-7 kk välillä. Tutkimustulosten tulisi perustua vähintään 30 vrk ikäisten laboratoriokappaleiden tai koestabilointien koestuksille, mutta suositeltava ikä on 90 vrk, sillä lujuuden lisäys tällä välillä saattaa olla jopa 100% (Hautalahti ym., 2007).

Laboratoriotutkimukset voivat antaa todellisuutta lujemman kuvan stabiloinnin lopputuloksesta, koska laboratoriossa tehtävä stabiloinnin sekoitustyö tapahtuu ideaaliolosuhteissa valvotussa ympäristössä (Kitazume & Terachi, 2013). Laboratorion koekappaleille sopivat samat laboratoriotutkimusmenetelmät kuin todellisesta stabiloinnista otetuille näyttelekin. Menetelmät ovat kuvattu tarkemmin myöhemmin tässä työssä. Erityisesti massastabiloinnissa koestabiloinnilla saadaan laboratoriotutkimuksia luotettavampi ja totuudenmukaisempi kuva stabiloinnille sopivasta sideaineyhdistelmästä ja sillä saavutettavasta stabiloinnin lujuudesta. Koestabilointikentälle sovelletaan samoja laadunvalvontamenetelmiä kuin tuotantostabiloinnillekin. Molemmilla suunnittelua ohjaavilla tutkimusmenetelmillä on tavoitteena selvittää kohteelle parhaiten sopiva riittävän lujuuden tuottava sideaineyhdistelmä ja -määrä.

Massastabilointityön aikainen stabilointi- ja sekoitustyön laadunvalvonta on pääosin urakoitsijan omaa työn valvontaa ja dokumentointia. Urakoitsijan vastuulla on myös seurata kohteen pohjaolosuhteiden vastaavuutta suunnitelmiin nähden. Sekoitustyötä tehtäessä seurataan ja dokumentoidaan syötetty ilmamäärä ja sideainevirtaus sekä sekoitustyön määrä (aika / tilavuusyksikkö). Eri sekoituskärjille ja pohjamaalle soveltuvat erilaiset kombinaatiot. Sekoitustyön laadunvalvonta on erotettava lopputuotteen lujuuteen perustuvasta laadunvarmistuksesta, sillä stabilointityön aikana työn lopputulokseen on vielä mahdollista vaikuttaa.

Valmiin stabiloinnin laadunvarmistuskairaukset tekee ns. kolmas osapuoli (tutkimuskonsultti). Laadunvarmistustutkimusten tuloksilla voi urakoitsija riippumattomasti todentaa, että tehty stabilointi on saavuttanut tai saavuttaa tavoitelujuutensa ja toisaalta, että stabiloitu maa on sekoittunut riittävästi ja on tasalaatuista. Pohjoismaissa tämä osa laadunvalvontaa suoritetaan lähes aina kairauksin. Aikaisessa vaiheessa (ensimmäisistä stabiloinneista) tehtyjä kairauksia voidaan käyttää työn ohjaukseen silloin, kun ne ovat käytettävissä stabilointityön ollessa edelleen käynnissä.

Tyypillisesti stabilointityötä ohjaavat laadunvalvonta- tai laadunvarmistuskairaukset tutkivat 7-14 vuorokautta lujittunutta, ja työn loppulaatua osoittavat laadunvarmistuskairaukset 28-90 vuorokautta lujittunutta stabilointia. (Forsman et al., 2014). Lujuuden kehitys stabiloidussa maassa on nopeinta muutamia ensimmäisiä viikkoja, mutta vähäisempi lujittuminen sideaineesta riippuen voi jatkua vielä kuukausia tai vuosia stabilointityön jälkeen (Piispainen, 2017; Forsman et al., 2014; Junnila et al., 2010).

3.2 Syvästabiloinnin laadunvalvontaan käytetyt menetelmät

Pilari- ja massastabiloinnin rakenteen sekä lujuuden eroavaisuuksista johtuen eivät kaikki pilaristabiloinnin laadunvalvonnan kairausmenetelmät sovellu massastabiloinnille. Luonnollisesti myöskään kaikki luonnontilaisen maaperän tutkimuksiin tarkoitetuista kairausmenetelmistä eivät sovellu massastabiloinnin tutkimiseen. Pohjoismaissa useimmiten käytetty ja yleisesti hyväksytty massastabiloinnin laadunvalvonnan kairauslaji on pilarikairaus, joka on alun perin kehitetty pilaristabiloinnin laadunvalvontaan, mutta sopii myös massastabiloinnin laadunvalvontaan. Taulukossa 3.1 on listattu useita eri laadunvalvontamenetelmiä, joita on kokeiltu pilari- tai massastabiloinnille. Alleviivattu ja lihavoitu rivinumero tarkoittaa, että menetelmä soveltuu ainakin jossain määrin massastabiloinnin laadunvalvontaan. Soveltuvista menetelmistä etenkin Pohjoismaissa käytössä olevat pilari-, pilarisii- pi-, puristin-heijari- ja CPT-kairaus sekä näytteenotto ovat kuvattu luvuissa 3.3-3.7 yksityiskohtaisesti. Muut menetelmät esitellään pintapuolisesti luvussa 3.8. Tässä ja tulevissa luvuissa puhutaan kairausmenetelmistä laadunvalvontamenetelminä, mutta ne soveltuvat yhtä hyvin myös laadunvarmistukseen, sillä käsitteellisenä erona on lähinnä kairausajan- kohta suhteessa stabilointityön etenemiseen.

Suoritettujen laadunvalvontakairausten riittävyys ja edustavuus arvioidaan pääasiassa kairausmäärän, kairausten alueellisen kattavuuden sekä kairausten onnistumisen perusteella. Kairauksia tehdään vähintään työselityksessä esitetty määrä, joka esitetään usein prosentuaalisena osuutena koko stabilointityöstä. Pilaristabiloinnissa tilastollisen luotettavuuden saavuttamiseksi suositeltava vähimmäiskoestusmäärä on 1% kaikista pilareista kuitenkin siten, että tutkitaan vähintään viisi pilaria käytettyä pilarityyppiä, -geometriaa ja aluetta kohden. Suurissa ”homogeenisissa” kohteissa voidaan tutkia pienempi %-määrä, jos työselostus niin sallii. Jos laadunvalvontakairausten tulokset ovat erityisen hyviä, voidaan määrää pienentää myös kesken työn urakoitsijan ja tilaajan suostumuksella. Massastabiloinnilla suositeltava kairausten minimimäärä yhtä massastabiloinnin sideaineen ja pohjamaan yhdistelmää ja aluetta kohden on 8-10 kairausta. (Liikennevirasto, 2010). Nämä määrät tulevat päivittymään Liikenneviraston uudessa Syvästabilointiohjeessa (2017) ja InfraRYL:n päivityksessä (2017).

Kairausmäärän lisäksi olisi suositeltavaa ottaa huomioon käytetyn kairakärjen pinta-ala, sillä pinta-alaltaan isommat kärjet edustavat luonnollisesti pienempiä kärkiä laajempaa aluetta stabiloinnista. Mikäli riittävää kairausmäärää tarkasteltaisiin stabilointityöstä tutkit- tua pinta-alaa tai osuutta (m^3) kohden, tulisi CPT-kairauksia (kärjen kairauspinta-ala $0,001m^2$) tehdä kymmenen jokaista PK2/100-kärjen (kärjen kairauspinta-ala $0,01m^2$) kai- rausta kohden, jotta tutkittu stabilointiala olisi sama.

Taulukko 3.1. Pilari- ja massastabiloinnin laadunvalvontamenetelmät. Alleviivatut ja lihavoidut rivinumerot kertovat menetelmän soveltuvan massastabiloinnin laadunvalvontaan ja laadunvarmistukseen. (Forsman et al. 2017).

	Quality assurance methods	Method description	Area and type of the tip	Measured parameter	max. Shear strength	Usage
<u>1</u>	Column penetrometer	Static / dynamic penetration	A=100 cm ² , ϕ = 375 mm (wings) *	Force or hits => Shear strength	Static < 0.2, Dyn. < 1 MPa	Nordics since 1980, * other A + ϕ in EN14679
2	Pull out resistance test (PORT)	Static uplifting (penetration)	A=100 cm ² , ϕ = 375 mm (wings) *	Force => Shear strength	< 600 kPa	For column stabilisation since 1990's in Sweden
<u>3</u>	Vane penetrometer	Vane rotation	ϕ =130 or 160, H=0.5 $\times\phi$	Torque => Shear strength	< 200 kPa	In Finland since beginning of 1980's
<u>4</u>	Combined static-dynamic penetration test	Static / dynamic penetration with rotation	A=16 cm ² for hard stab. soil and 50 cm ² for stab. soil	Force or hits => Shear strength	< 2000 kPa	Nordic countries from 80's
<u>5</u>	CPTU-sounding	Static penetration	ϕ ≈36 mm, A=10 cm ²	Force+frict. in tip => Shear strength	< 1000 kPa	e.g. Finland in 80's and 90's
6	Standard penetration test, SPT	Dynamic penetration	ϕ =51 mm, A≈20 cm ² , H _{tip} ≈700 mm	Force => Shear strength	(?)	used or tested in Japan
7	Swedish weight sounding test	Static penetration with rotation	ϕ =35 mm, screw shaped point	Force & rotations => Shear strength	(?)	Tested in Sweden and Finland in 70's, used or tested in Japan
8	Total sounding	Static penetration with rotation	ϕ =54 mm	Force and friction => Shear strength	no	Tested in Sweden for column stabilisation
9	Pressuremeter	Preboring of a hole for pressuremeter	ϕ = 44 / 60 mm	G _{pr} => E _{pr} -modulus	no (?)	No experience in mass stabilisation QC (?)
10	Screw-plate test	Gradual loading of soil in various depths	ϕ 160 mm	Force => E-modulus	(?)	Tested in Finland and Sweden at 80's for columns
<u>11</u>	Plate load test	Gradual loading of surface	ϕ 300 mm (or wider)	E-modulus of the surface	no	Results only from the surface to depth ≈ D _{plate}
12	Geophysical methods	Various non-destructive test methods	Various	e.g. S-wave veloc. => Shear strength	no (?)	Methods mainly in research stage
13	Dynamic compaction control method	Accelerometer measuring of the response	Vibratory roller	Relative homogeneity of mass stab.	no	Tested in Finland 2002
14	Impact acceleration test (DYLA)	Dropping weight to top of stabilised soil	Equipment like in pda-measures	Compressive strength, integrity	≥ 500 kPa (Japan)	Tested in Finland at 90's for columns τ <<500 kPa
<u>15</u>	Undisturbed samples	Tube sampler, excavator	ϕ 60-90 mm	Shear strength, E-mod., water perm.	no	Not possible with very brittle stabilised soil
<u>16</u>	Disturbed samples	Sampling	Variable	Binder amount and variation	no	Almost all methods suit in non-cohesive soils
17	Wet grab sampling	Excavator etc. => placing in mould, curing and testing	Variable	Shear strength, E-modulus, water permeability	no	Not used in Nordic mass stabilisation, but maybe could be used
<u>18</u>	Test pit	Excavation and sampling	Variable	Visual, disturbed or undisturbed samples	no	Excavator needed, used everywhere
19	Uplift of column	Uplifting whole column with steel pipe	$\phi_{\text{pipe}} > \phi_{\text{column}}$	undist. samples, ϕ_{column} , homogeneity	no	Maybe could be used with mass stabilisation
<u>20</u>	Test embankment	Loading embankment, settlement plates	Variable	Settlement, E-modulus	no	Full scale test method, long-term measurements

- 1 Halkola 1982 & 1999; EN14679:2005; Kitazume&Terachi 2013; Forsman et al. 2015
- 2 Halkola 1999; Kitazume&Terachi 2013; ESS 2002
- 3 Halkola 1982 & 1999; Kitazume&Terachi 2013; Forsman et al. 2015
- 4 Halkola 1999; EN14679:2005; Kitazume&Terachi 2013; ESS 2002, Vähäaho 2009
- 5 Halkola 1982 & 1999; EN14679:2005; Kitazume&Terachi 2013; ESS2002; Laaksonen 1995; Bergman 2012; EN ISO 22476
- 6 Halkola 1999; Kitazume&Terachi 2013; EN ISO 22476
- 7 Kitazume&Terachi 2013; ESS 2002; EN ISO 22476
- 8 Bergman 2012; EN ISO 22476
- 9 EN14679:2005; Kitazume&Terachi 2013; EN ISO 22476
- 10 Halkola 1982 & 1999

- 11 Halkola 1982; Kitazume&Terachi 2013
- 12 Halkola 1999; Kitazume&Terachi 2013
- 13 Korkiala-Tanttu & Törnqvist 2003
- 14 Forsman et al. 1999; Kitazume&Terachi 2013
- 15 Halkola 1982; EN14679:2005; Kitazume&Terachi 2013
- 16 Halkola 1999; Forsman et al. 2015
- 17 EN14679:2005; Kitazume&Terachi 2013
- 18 Piispanen et al. 2016; Forsman et al. 2015
- 19 Halkola 1982; Vähäaho 2009
- 20 Piispanen et al. 2016; Forsman et al. 2015

3.3 Pilarikairaus

Massastabiloinnin laadunvalvonnan yleisimmin käytetyksi menetelmäksi on Pohjoismaissa vakiintunut pilarikairaus (taulukko 3.1, rivi 1). Englanniksi menetelmää kutsutaan monesti nimillä Push-In Resistance Test (PIRT) tai Conventional Column Penetration Test ja ruotsiksi nimellä Kalk-Pelar-Sondering (KPS) (Timoney, 2014). Pilarikairauksen hyviä puolia ovat sen suuri suoritusnopeus sekä kairausvastuksen jatkuva mittaus koko kairauksen matkalta. Tyypillisin pilarikairauksessa käytettävä kärki on nimeltään PK2/100 (kuva 3.2). Nimessä oleva numero 2 viittaa kärjen kahteen lapaan, jotka muodostavat kärkipiikin kanssa kärjen kairauspinta-alan, jonka laskennallinen arvo on $0,01\text{m}^2$. Laskennallinen kairauspinta-ala on kärjen poikkipinta-alan projektio vaakatasossa. Massa- ja pilaristabiloinnin laadunvalvonnan kairauksissa käytetään Suomessa lähes poikkeuksetta tätä kärkeä yhdessä pilarisiipikairan kanssa.

Kärki PK2/100 suunniteltiin alun perin pilaristabiloinnin laadunvalvontaan, mistä johtuvat kärjen nimi ja muotoilu. Kärjen esikuva kehitettiin Ruotsissa vuonna 1980, minkä pohjalta Suomessa kehitettiin nykyisen muotoinen pilarikaira vuonna 1981. Pilaristabiloinnissa pilareihin syntyy stabilointilaitteiston sekoitinkärkeä maasta nostettaessa keilitangon kohdalle usein pehmeä keskireikä (halkaisijaltaan suuruusluokkaa 0,1-0,15m), jossa on muuta pilaria vähemmän sideainetta. Perinteisten pohjamaan tutkimukseen tarkoitettujen kairausmenetelmien kärjet taipuivat joko ulos stabilointipilareista tai keskireiän sisään. Monet näistä menetelmistä myös tutkivat pinta-alallisesti liian pientä osaa pilarista verrattuna sen halkaisijaan. Näillä menetelmillä ei kyetty muodostamaan luotettavia arvioita stabiloinnin laadusta, joten laadunvalvontaa varten kehitettiin uusi menetelmä, pilarikairaus, ja uusi kärki, PK2/100.

Kärjen PK2/100 lavat on suunniteltu pitkiä ja kapeiksi, jotta pilarin koko poikkileikkaus tulisi tutkittua, mutta kairaus voitaisiin kapeiden lapojen ansiosta suorittaa puristinkairausena useimmissa stabilointipilareissa. Leveät lavat synnyttävät suurimman osan (noin 80%) kärjen kairausvastuksesta. Lapoja syvemmälle ulottuva kärkikartio auttaa kärkeä pysymään pilarissa ohjautuen pehmeään keskireikään. Kartio on tankoja leveämpi, jotta tankoihin kohdistuva kitkavastus olisi kairauksen aikana mahdollisimman vähäistä. Kärjen lapojen pystypintoihin kohdistuvan kitkavastuksen pienentämiseksi lapojen alareunat ovat pystypintoja paksummat (kuva 3.2). (Halkola, 1999). Kärjen muotoilusta huolimatta kairaukset pysyvät hyvällä varmuudella pilarin sisällä vain noin kahdeksaan metriin saakka. Esiporauksella pilarikairaus on mahdollista ulottaa hieman syvemmälle pilarissa. (Halkola, 1999; EN14679, 2005; Fransson, 2011).

Monet nykyisen PK2/100-kärjen muotoiluominaisuuksiin johtaneista ongelmista eivät ole merkittäviä massastabilointia tutkittaessa. Nykyinen kärki on kuitenkin käytännössä todettu hyväksi tutkimuskärjeksi myös massastabiloinnin laadunvalvonnassa, sillä oletettavasti pitkä kärki ja leveät lavat auttavat kairausta pysymään suorassa ja varmistavat tutkitun pinta-alan laajuuden. Kairattaessa kärkeä puristetaan stabiloinnin pinnasta aloittaen syvemmälle stabilointiin 0,02m sekunnissa samalla, kun kairausvastusta mitataan kairausvyödyksen suhteen. Stabiloinnin ollessa puristamiselle liian kovaa siirrytään heijarointiin. Kairauslaitteiston puristuskapasiteetista ja vaunun massasta riippuen siirtyminen heijarointiin tapahtuu yleensä kairausvastuksen ylittäessä 1,5-2MPa, joka on leikkauslujuudeksi arvioituna noin 150-200kPa (kärjellä PK2/100). Heijarointia tulee käyttää vain tarpeen vaatiessa, sillä tulosten resoluutio kärsii huomattavasti verrattaessa puristamiseen. Kairakärjen painamiseen käytettävä puristusvoima mitataan Rambollilla käytössä olevilla kairausvaunuilla

ja -tallentimilla puolen sekunnin välein ja hetkellinen puristusvoima tallennetaan 1 newtonin tarkkuudella 0,04m kairausvyödyden välein. Heijaroitaessa lasketaan ja tallennetaan vain kärjen 0,2m tunkeumaan tarvittavat heijaroinnit eli lyönnit. Tavanomaisella PK2/100-kärjellä kymmenen lyöntiä vastaa suurin piirtein puristusvastuksen arvoa 1MPa, joka leikkauslujuudeksi muutettuna on noin 100kPa (Forsman et al., 2014). Heijaroinnin resoluutio on siis leikkauslujuutena noin 10kPa (yksi lyönti) eikä leikkauslujuuden arvojen jakautumista 0,2m mittausvälille voida jälkeinpäin todentaa. Massastabilointi sijoittuu lujuudeltaan usein puristamiselle soveltuvalle alueelle, mikä parantaa kärjen PK2/100 käytettävyyttä.

Kairauksilla mitataan stabiloinnin leikkauslujuutta välillisesti, joten mitatusta kairausvoimasta joudutaan stabiloinnin leikkauslujuus arvioimaan aina kokemuseräistä kaavaa käyttäen. Pohjoismaissa muunnokseen käytetään kaavaa 3.1 (Lahtinen & Parkkinen, 1992; Halkola, 1999).

$$s_u = \frac{p - \sigma_0}{N} \quad (3.1)$$

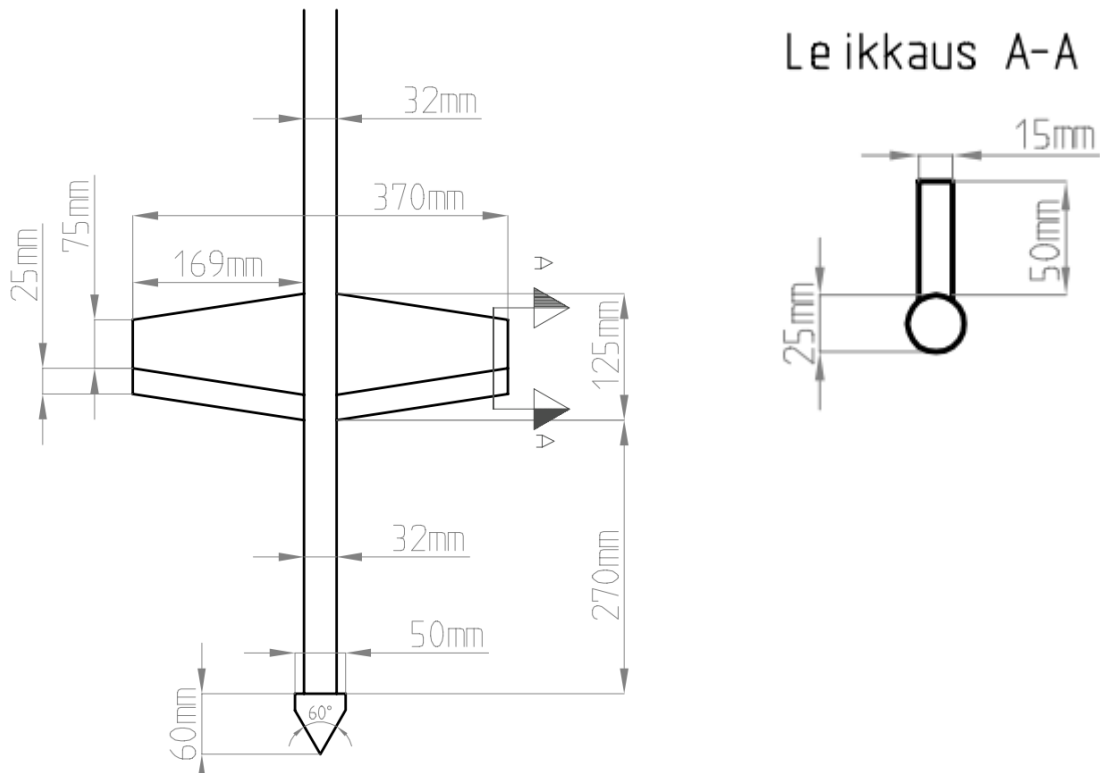
jossa s_u = likimääräinen suljettu leikkauslujuus [kPa]
 p = kairausvastus [kPa] eli kairaukseen vaadittavan voiman F ja kairakärjen pinta-alan A suhde
 σ_0 = maaperässä vaikuttava tehokas pystysuora jännitys [kPa]
 N = kokemuseräinen kantavuuskerroin [-]

Massastabiloidun kerroksen paksuus ei yleensä ole suuri, joten maan omasta painosta syntyvät ja ulkoisen kuormituksen aiheuttamat jännitykset ovat pieniä suhteessa karkivastukseen. Vaikuttavan tehokkaan jännityksen huomioimisella tai huomiotta jättämisellä voi kuitenkin olla suuri merkitys massastabiloinnin heikoimmissa osissa silloin, kun stabiloidun kerroksen päällä on penger. Esimerkiksi 1m paksu tiivistyspenger ja kolme metriä paksu stabiloitu kerros aiheuttavat noin 64kPa tehokkaan pystyjännityksen, kun maan tilavuuspainoksi arvioidaan 16kN/m³. Näin suuri pystyjännitys vastaa kaavassa 3.1 kantavuuskertoimella 10 noin 6,4kPa leikkauslujuutta, joka on massastabiloinnille tyypillisestä 30-70kPa tavoitelujuudesta noin 21-9%. Ero voi olla merkittävä laatuksiteerien rajatapauksia arvioitaessa tai referenssikohteita verrattaessa.

Kaavan 3.1 kantavuuskertoimen arvona käytetään Suomessa ja Ruotsissa tyypillisesti lukua 10, mutta kertoimen arvon on arvioitu vaihtelevat välillä 10-20 (Halkola, 1999; Bergman, 2012). Aiemmissa tutkimuksissa on löydetty viitteitä siitä, että heikossa massastabiloinnissa tulisi käyttää suurempaa kantavuuskertoimen arvoa (Piispanen, 2014).

Kärjen PK2/100 kairaustulosten tulkinnessa aiheuttaa haasteita kairauspinta-alan jakautuminen kärjen lavoille ja karkikartiolle, joiden välinen etäisyys toisistaan on kairausvyödydessä 0,27m. Karkikartion kairauspinta-alan projektio on 0,196m² ja lapojen 0,813m², jolloin kairausvastuksesta syntyy laskennallisesti n. 80% kärjen lavoissa. Karkikartio on kuitenkin 60° asteen karkikulmaan ja lavat hieman ylöspäin viistettyjä, jonka lisäksi lapojen alareuna on pyöristetty, joten kairausvastuksen todellinen jakautuminen saattaa poiketa laskennallisesta. Kairausvastuksen todellisen ja laskennallisen jakautumisen ero ei tällä

hetkellä kairausten tulkintaan vaikuta, sillä kantavuuskertoimen arvo on määritetty kärjen PK2/100 kairausvastuksen ja siipikokeiden leikkauslujuuden perusteella.



Kairaustanko, johon on hitsattu kiinni lavat ja kärkikartio. Kairaustankoihin voi kohdistua kairauksen aikana maan ja teräksen hankauksesta **tankokitkaa**. Kairaukseen käytetyt tangot muodostavat yhdessä tangoston.

Kärjen lavat, joiden kuvassa näkyville sivuille voi kohdistua kairauksen aikana maan ja teräksen hankauksesta **vaippakitkaa**.

Kärkikartio, jonka poikkipinta-ala on noin 20% kärjen kairausta vastustavasta pinta-alasta.

Kuva 3.2. Massastabiloinnin laadunvalvontaan tyypillisesti käytetty kärki PK2/100. Mitat poikkeavat joitakin millimetrejä Tielaitos 1992 esitetyistä.

Valokuva: R. Niskanen, Ramboll Finland Oy

Erittäin kovassa pilaristabiloinnissa on Suomessa käytetty kairauksen mahdollistamiseksi ja nopeuttamiseksi myös kapeampaa versiota tavanomaisesta PK2/100-kärjestä. Tässä kapeammasta versiossa on kärjen lavat katkaistu lyhyemmiksi siten, että kärjen alapinnan pinta-ala on vain $0,006\text{m}^2$. Huomioitavaa kuitenkin on, ettei pienempi kairakärki edusta pilarin poikkileikkauksen tai massastabiloinnin lujuutta yhtä laajasti ja luotettavasti kuin tavanomainen kärki PK2/100.

Ruotsissa yleisin laadunvalvontamenetelmä on pilarikairaus, joka suoritetaan Suomessa käytössä olevaa vastaavalla kärjellä (Bergman, 2012; Hautalahti ym., 2007). Kärjen lapojen leveydeksi on kuitenkin Ruotsissa suositeltu, että kärjen leveyden tulisi olla $0,1\text{m}$ koestettavaa pilaria kapeampi lapojen kohdalla. Kärjen pinta-ala on myös leveämmillä lavoilla $0,01\text{m}^2$. (Larsson, 2005).

3.4 Pilarisiipikairaus

Pilarisiipikairaus on in-situ -laadunvalvontamenetelmistä ainoa, jolla tutkitaan suoraan stabiloinnin leikkauslujuutta. Muut in-situ -menetelmät tutkivat lujuutta vain välillisesti, jolloin tulokset on muunnettava laskennallisesti tai kokemusperäisesti leikkauslujuudeksi. Pilarisiipikairausta (taulukko 3.1, rivi 3) on käytetty Suomessa 1980-luvun alusta lähtien (Halkola, 1999). Kuten pilarikairauksessa käytetty kärki PK2/100, myös pilarisiipikairauksessa tavanomaisesti käytetty kärki PS130/65 (kuva 3.3) on kehitetty alun perin pilaristabiloinnin laadunvalvontaan. Pilarisiipikairauksen periaate on sama kuin luonnonmaan siipikairauksen, mutta kärjen PS130/65 siivet ovat tavanomaiseen siipikairauksen kärkeen nähden vahvistetut ja kärkeen on lisätty pilaristabilointia varten ohjurina toimiva kärkipiikki. Kärjen PS130/65 siipien muodostaman siipikokeen leikkauspinnan halkaisija, eli siipien leveys, on $0,132\text{m}$ ja korkeus $0,065\text{m}$. Kärki soveltuu lujuudeltaan noin $0\text{--}250\text{kPa}$ stabiloinnin tutkimiseen ja on siten hyvin soveltuva massastabiloinnin laadunvalvontatutkimuksiin. Lujuudeltaan alle 100kPa stabiloinnissa on ehdotettu käytettäväksi siipikokoa 160/80, mutta kärki ei ole vakiintunut käyttöön (Hautalahti et al., 2007).

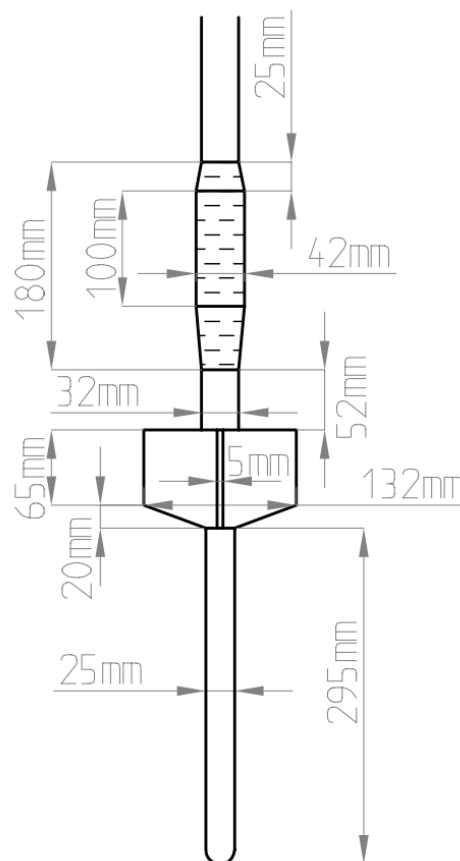
Pilarisiipikairaus suoritetaan tekemällä siipikokeita ennalta määrätyn syvyysvälein kuten luonnonmaan siipikairauksissakin. Pilarisiipikokeet tehdään pilareissa tyypillisesti 1m metrin ja massastabiloinnissa $0,5\text{m}$ metrin välein. Siipikokeita suunniteltaessa on tärkeintä luoda kattava kokonaiskuva pilarin tai tutkitun massastabiloinnin pisteen lujuudesta.

Siipikokeessa kairakärkeä kierretään maan pinnalta samalla, kun kiertämiseen vaadittavaa momenttia mitataan. Momenttiin vaikuttavat kärjen siipien pyörittämisestä aiheutuva maaperän leikkautuminen sekä maan kairatankoihin kohdistama tankokitka. Pilarisiipikairan kärjen yläpuolella on kulmaliikekytkin (kuva 3.3), joka sallii tankojen kiertyä noin 15° astetta, ennen kuin kärjen siivet kiertyvät tankojen mukana. Momenttia mittaavalle piirturille tallentuu ensin tankojen pyörittämisestä eli tankokitkasta aiheutuva momentti, jonka jälkeen piirtyy tankojen ja kärjen pyörittämiseen vaadittavan kokonaismomentin kuvaaja. Kun suurimmasta kokonaismomentista vähennetään tankokitkan momentti ja kerrotaan tulos siiven koosta riippuvalla vakiokertoimella, saadaan arvio stabiloinnin leikkauslujuudesta (Halkola, 1982).

Pilarisiipikairaukset ovat tärkeä osa stabiloinnin laadunvalvontaa. Pilarikairauksen leikkauslujuutta arvioitaessa kaavan 3.1 kantavuuskerroin N_c määritetään siipikokeiden perus-

teella arvoltaan sellaiseksi, että pilarikairausten tulokset vastaavat siipikokeiden tuloksia. Pilarisiipikairaus on kuitenkin pilarikairaukseen nähden hidas ja siten kalliimpi tutkimusmenetelmä, minkä vuoksi pilarikairauksia suoritetaan huomattavasti enemmän ja niiden tulokset kalibroidaan pilarisiipikairauksilla. Pilarikairaukseen nähden pilarisiipikairaus edustaa massastabiloidusta maasta myös pienempää osaa eikä leikkauslujuutta voi mitata koko kairauksen matkalta. Siipikokeiden välillä voidaan silti arvioida stabiloinnin homogeenisyyttä pilarisiiven puristamisesta tai heijaroinnista aiheutuvan kairausvastuksen kehityksestä. Kärki PS130/65 on myös kärkeä PK2/100 herkempi taittumaan stabiloinnin pehmeisiin osiin, jolloin sillä voidaan saada paikallisesti virheellinen käsitys stabiloinnin lujuudesta. Tyypillinen suhde kairausmenetelmien suoritusmäärälle on Suomessa yksi pilarisiipikairaus neljää pilarikairausta kohden.

Pilarisiipikairausta käytetään vain harvoin Ruotsissa, sillä joidenkin näkemysten mukaan siiven tunkeutuminen stabiloituun kerrokseen häiritsee tutkittavan stabiloinnin, minkä seurauksena tutkittu lujuus saattaa olla todellisuutta alhaisempi (Larsson, 2005). Ratahallintokeskuksen (2006) mukaan luonnonmaan siipikairauksessa siiven tunkeutuminen aiheuttaa maan huokospaineen kasvun, jolla voi olla mitattua lujuutta 17-20% pienentävä vaikutus. Stabiloidun maan osalta vastaavaa tutkimustulosta ei ole käytettävissä ja on mahdollista, että stabiloidussa maassa ei sen rakenteen ja koostumuksen takia vastaavaa huokosvedenpaineen kasvua tapahdu.



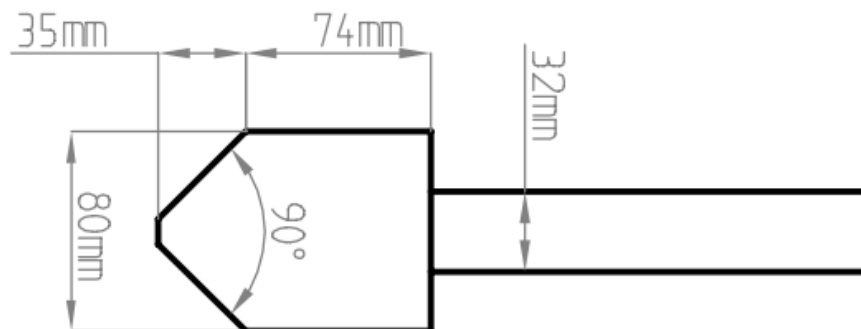
Kuva 3.3. Massastabiloinnin laadunvalvontaan tyypillisesti käytetty pilarisiipikairauksen kairakärki PS130/165. Musta kappale siipien yläpuolella on kärkeen kuuluva kulmaliiketytkin. (Kuva vasemmalla: R. Niskanen, Ramboll Finland Oy)

3.5 Puristin-heijarikairaus

Puristin-heijarikairaus (taulukko 3.1, rivi 4) on menetelmänä lähellä pilarikairauستا. Kairaus suoritetaan kuten pilarikairausmenetelmässä, mutta käytetyt kärjet ovat erilaisia ja kairautankoja pyöritetään koko kairauksen ajan. Stabiloinnin laadunvalvontakairauksissa tavanomaisesti käytetyn kärjen PH50 (kuva 3.4) muotoilu on yksinkertainen ja kärjen kairauspinta-ala $0,0050\text{m}^2$. Todella lujassa pilaristabiloinnissa voidaan PH50 kärjen sijaan käyttää muotoilultaan samanlaista kärkeä PH16, jonka kairauspinta-ala on vain $0,0016\text{m}^2$. Puristin-heijarikairausmenetelmä soveltuu pienten kärkiensä takia parhaiten kovalle pilaristabiloinnille eikä niinkään pehmeämmälle massastabiloinnille, sillä pienet kärjet eivät edusta stabiloitua maaperää yhtä laajalta alueelta kuin esimerkiksi tavanomainen pilarikairaus. Luonnonmaan kairauksissa puristin-heijarikairaukseen käytettävää kärkeä ei ole kiinnitetty kairautankoihin, mistä johtuen kärki jää useimmiten maahan tankoja ylös nostettaessa. Stabilointikairauksissa kärki sen sijaan hitsataan kiinni kairautankoihin materiaalikustannusten pienentämiseksi.

Tankojen pyörittäminen kairauksen aikana parantaa tulosten erottelukykä sekä pienentää kairausvastusta luonnonmaassa. Tankojen suositeltava pyöritysnopeus on 12 kierrosta minuutissa. Tankojen pyörittämiseen vaadittava voima tallennetaan ja siitä on teoreettisesti mahdollista laskea kairauksessa vaikuttavan tankokitkan suuruus. Laskettu kitkan suuruus ei kuitenkaan edusta todellisuutta vaan toimii ennemminkin vertailuarvona eri maalajien ja lujuusalueiden välillä. Suuri osa mitatusta momentista aiheutuu kärjen eikä tankojen pyörittämisestä vastustavasta kitkavastuksesta. (Melander, 1989). Stabilointikairauksiin käytettävissä kairausvaunuissa tankojen pyörittämiseen vaadittava momentti mitataan hydraulipaineen tulo- ja menoputkien paine-erona, jolloin tulokseen vaikuttavat vaunussa tapahtuvat painehäviöt.

Puristin-heijarikairauksen kairausvastus muunnetaan leikkauslujuudeksi pilarikairauksen tavoin kaavalla 3.1. Jos tankojen pyörittämiseen vaadittu momentti on mitattu, voidaan pyörittämiseen käytetty voima vähentää kairausvoimasta, jolloin kaavassa 3.1 kairausvastus $p = (F_{\text{kairaus}} - F_{\text{momentti}})/A$. Yhtälö perustuu siihen, että tankokitkan määrä arvioidaan yhtä suureksi tankoja pyöritettäessä tai puristettaessa kairauksen aikana. Kantavuuskertoimena N_c käytetään usein arvoa 12, sillä kalibroitaessa kerroin pilarisiipikairalla arvioidun leikkauslujuuden mukaan, saa kerroin yleensä arvoja väliltä 5-25. Puristin-heijarikairaus on nopea menetelmä, joka voidaan monesti suorittaa puristinkairauksena. Menetelmän käytettyä heikentävät pienestä kärjestä johtuvat heikko edustavuus ja suurehko kairausvastuksen hajonta. Suurehko hajonta johtuu arvion mukaan pienen kärjen paremmasta lujuusvaihteluiden erottelukyvystä, mutta se voi johtua myös siitä, että pieni kairakärki voi hakeutua stabiloitussa massassa oleviin heikompiin kohtiin kiertäen kovemmat kohdat.



Kuva 3.4. Stabiloinnin laadunvalvontakairauksissa käytettävän PH50-kärjen periaatekuva

3.6 CPT-kairaus

CPT-kairausta (taulukko 3.1, rivi 5) kokeiltiin stabiloinninlaadunvalvonnassa ensimmäisiä kertoja Suomessa Itäkeskuksen työmaan pilaristabiloinnissa 1970-luvun lopulla. Kokeissa huomattiin CPT-kärjen ohjautuvan helposti kohti pilarin pehmeää keskireikää tai ulos pilarista. Menetelmää tutkittiin myöhemmin lisää, mutta ongelmaksi muodostui tulosten tulkitsemisen epävarmuus. Luotettavan tilastollisen varmuuden kairaustulosten ja oletetun leikkauslujuuden välille muodostamisen mahdollisti vasta laaja tutkimustyö 1980- ja 1990-luvuilla. Yksittäisten pilarien kairaustuloksia ei tosin silti voitu pitää luotettavina. Helsingin kaupunki käytti lähes pelkästään CPT-kairauksia stabiloinnin laadunvalvontaan vuonna 1999. (Halkola, 1999). Nykyään Helsingin kaupunki on luopunut CPT-kairausten käytöstä stabiloinnin laadunvalvonnassa.

CPT-kairan kärki (kuva 3.5) on 60° asteen kärkikulmalla varustettu kartio, jonka suurin halkaisija on 0,0357m ja pinta-ala $0,0010\text{m}^2$. Kärkiosan korkeus on 0,100m. Kairaus suoritetaan puristinkairauksena, jossa kärkeä puristetaan syvemmälle maahan nopeudella 0,02m/sek. CPT-kairaus soveltuu parhaiten koville pilareille (leikkauslujuus max. 1MPa) pienen kärkensä ansiosta. Alle 200 kPa pilareissa tai massastabiloidussa maassa CPT-kairaus ei anna riittävän luotettavaa kuvaa leikkauslujuudesta, sillä kairaustulosten edustavuus on heikkoa ja ne kuvaavat vain paikallista pistettä. (Hautalahti et al., 2007; Lahtinen, 2009). Pienestä kärjestään johtuen CPT-kairaus on vaikea pitää suorassa ja se ohjautuu massastabiloinnin pehmeisiin kohtiin sivuten stabiloinnin vahvempia osia (Timoney, 2015; Larsson, 2005). CPT-kairauksen kärkiin on yhdistetty inklinometri, joten kairauksen suuntaus voidaan kuitenkin luotettavasti osoittaa. Menetelmänä CPT-kairaus on edullinen ja nopea. Kairausten lukumäärällä voidaan jossain määrin kompensoida tulosten heikkoa luotettavuustasoa ja yksittäisten kairausten heikkoa edustavuutta. (Halkola, 1999; Hautalahti ym., 2007; Lahtinen, 2009). Pilari- ja pilarisiipikairauksia ei kuitenkaan suositella ainakaan täysin korvattaviksi CPT-kairauksilla (Forsman et al., 2014).

CPT-kairauksessa kairausvastus mitataan pilarikairauksen kärjestä PK2/100 poiketen sähköisen anturin avulla suoraan kärkikappaleesta. Kärjestä mitattuun kairausvastukseen ei maan ja kärjen lapojen tai tankojen välinen kitkavastus vaikuta. CPT-kairauksen aikana mitataan myös kärjen ympärillä vaikuttavaa kärjen vaippakitkaa, joka mitataan kärjen takana olevan kitkahylsyn avulla. Usein CPT-kairauksella mitataan lisäksi suhteellista huokosvedenpainetta, jolloin puhutaan CPTU-kairauksesta. Huokosvedenpaineen ja kitkan mittauksen avulla voidaan havaita massastabiloinnin alapinta ja mahdollisesti kerrostumat, joihin ei ole sekoittunut sideainetta lainkaan (Lahtinen, 2009). Kärjessä käytettävän sensitiivisen elektroniikan vuoksi CPT(U)-kärki tulee puhdistaa ja huokoskivet kyllästää jokaisen kairauksen välissä. Laiminlyöty huolto vääristää tuloksia ja vähentää kaluston käyttöikää. (Selänpää, 2015). Massastabiloituun maahan sekoittuneet kivet saattavat rikkoa kärjen elektroniikan tai naarmuttaa kitkahylsyn käyttökelvottomaksi.

CPT-kairauksen tulokset voidaan tulkita pilarikairausten tavoin kaavalla 3.1. Jos huokosvedenpainetta mitataan (CPTU-kairaus), tulee kärkivastuksesta vähentää korjaus, jonka suuruus on suhteessa huokosvedenpaineeseen (Selänpää, 2015). Kaavan 3.1 kantavuuskerrotoimelle (N_c) on ehdotettu arvoja väliltä 10-13 (EuroSoilStab, 2002), 18-23 (Porbaha, 2002) ja 15-23 (Bergman et al, 2013).



Kuva 3.5. CPT(U)-kairauksessa käytettävä kärki purettuna eri vaiheisiin. Vasemmalla avatun kärjen rakenne ilman kärkikartiota ja uloimpia suojia. Keskellä mallikärjen rakenne ja oikealla kärjen piirilevy kairauksen aikaisiin mittauksiin. Valokuvat: Selänpää, 2015.

3.7 Näytteenotto

Massastabiloinnin häiriintymättömiä tai häirittyjä näytteitä (taulukko 3.1, rivit 15 ja 16) voidaan ottaa esimerkiksi putkittamalla, kierrekairalla, kaivinkoneella tai koekuopasta irtottamalla. Näytteenoton haasteena massastabiloinnin tutkimuksissa on, että ehjän yhtenäisen näytteen ottaminen onnistuu yleensä varsin vaihtelevasti. Lisäksi laboratoriokoestuksiin näytteitä oikean kokoisiksi muokattaessa syntyy murenemista, halkeamia ja lohkeamia helposti stabiloinnin paikoin hauraan luonteen vuoksi (kuva 3.6). Erityisesti lujuudeltaan kohtalaisessa tai lujassa massastabiloinnissa, joka on yleensä pehmeää stabilointia hauraampaa, johtaa tämä siihen, että koestettaviin näytekappaleisiin valikoituu keskimääräistä pehmeämpiä osia stabiloinnista. (Melander, 2017). Näytteet edustavat pääosin niin pientä osaa tehdystä stabilointityöstä, ettei tutkimustuloksilla voi kuvata koko stabilointityön laajuutta. Laboratoriotutkimukset vaativat kairauksia enemmän aikaa ja ovat yleensä myös kalliimpia.

Kaikki luonnonsavelle soveltuvat näytteenottomenetelmät eivät sovellu stabiloidulle maalle sen lujemmasta ja hauraammasta rakenteesta johtuen. Esimerkiksi luonnonsavelle käytetty ST2-näytteenotin ei kestä massastabiloinnin lujempia osia tai kiviä. Toisaalta stabiloitu aines ei ole yhtä herkkää häiriintymiselle kuin luonnonsavi, joten kaivinkoneella ylös-

kaivettujen yhtenäisten näytekappaleiden sisältä voidaan leikata lähes häiriintymättömiä näytteitä, joskin näytteen alkuperäistä asemaa ja syvyyttä maassa on vaikea hahmottaa, mikä saattaa häiritä joitain tutkimuksia. Kuivakuoren alapuoliselle luonnonsavelle kaivinkone sopii vain häirittyjen näytteiden ottamiseen.

Putkinäytteillä maahan painetaan ontto näytteenottoputki halutulta syvyydeltä aloittaen. Menetelmä toimii hyvin luonnonsavella, mutta myös kohtalaisen hyvin stabiloidussa maassa häiriintymättömien näytteiden ottamiseen. Menetelmän hyvä puoli on, että näyte on (näytteenottimesta riippuen) valmiiksi oikean muotoinen moneen laboratoriokoestukseen, jolloin näytteiden muokkaukselta säästytään. Toisin kuin kaivinkoneella kaivettaessa saadaan putkinäytteistä jatkuvia näytteitä, joiden alkuperäinen asema ja syvyys on helppo merkitä näyteputkeen. Putkinäytteisiin liittyen on kuitenkin epäilty, että huonosta stabiloinnista ei saataisikaan yhtenäisiä näytteitä, jolloin tutkimukseen valikoituisi vain lujempaa stabilointia (Larsson, 2005). Näin on todettu tapahtuneen myös suomalaisissa pilaristabilointikohteissa.

Stabiloidun maan indeksiominaisuudet (vesipitoisuus, tilavuuspaino, huokoisuus, huokosluku, kyllästymisaste, humuspitoisuus, happamuus) voidaan määrittää häiritystä ja häiriintymättömästä näytteestä. Myös suhteellista sideainepitoisuutta voidaan mitata näytteen laadusta riippumatta esimerkiksi XRF-Niton –mittarilla, joka mittaa näytteen kalsiumpitoisuutta. Häiriintymättömien näytteiden leikkauslujuus määritetään yleensä yksiaksiaalisista puristuskokeista, rasialeikkauskokeesta, tai kolmiaksiaalikokeista, mutta kartiokokeita ja muita tutkimuksia voidaan käyttää täydentämään koesarjoja. Yksinkertaisemman ja nopeamman koejärjestelynsä vuoksi yksiaksiaalinen puristuskoe on kolmiaksiaalikoetta yleisempi vaihtoehto niin stabiloitavuus- kuin näytetutkimuksiinkin. Yksiaksiaalisesta kokeesta arvioidaan kuitenkin vähäisempi leikkauslujuus, jos näyte on vähänkin häiriintynyt tai sisältää halkeamia. Kalliimpi ja todellisuutta paremmin mallintava kolmiaksiaalikoe onkin tutkimuksiin suositeltavampi vaihtoehto. (Junnila et al., 2010; Forsman et al., 2014). Laboratoriossa näytteistä mitatut puristuslujuudet (q) voidaan muuntaa kairauksin arvioitavaksi suljetuksi leikkauslujuudeksi (s_u) kaavalla 3.2 kuivastabiloidussa maassa, jonka yksiaksiaalinen puristuslujuus on alle 1MPa (Timoney 2015, Axelsson 2001). Muodonmuutosmoduuli (E-moduuli) ja painumaominaisuudet määritetään ödometrikokeista ja kolmiaksiaalikokeista.

$$q = 2 \cdot s_u \quad (3.2)$$

Esikonsolidaatiojännityksen ja murtotilanteessa vaikuttavan redusoidun suljetun leikkauslujuuden väliseksi yhteydeksi on Ratahallintokeskus (2006) ehdottanut yli- ja normaalkonsolidoituneissa savissa kaavaa 3.3, jossa α on plastisuusluvusta riippumaton vakiokerroin 0,22.

$$s_u = \alpha \cdot \sigma_c \quad (3.3)$$

Stabiloidun kerroksen lujuutta voidaan tutkia suuntaa antavasti koekuopasta (taulukko 3.1, rivi 18) mm. pienos- ja taskusiipikairalla ja taskupenetrometrillä kairauksen tavoin (Forsman et al., 2017). Näytteiden ja koekuoppien silmämääräinen arviointi ja valokuvaus esimerkiksi stabiloinnin tasalaatuisuuden tutkimiseksi ovat usein järkevää jo ennen laboratoriokokeita.



Kuva 3.6. Etummaisena häirittyä stabilointinäytettä, jossa veitsi kuitenkin pysyy pystyssä. Taka-alalla vastaavaa "häiriintymätöntä" kaivinkoneella otettua näytettä, joka on murentunut hauraudestaan johtuen (Melander, 2017).

Märkästabiloinnin tuotantonäytteitä (taulukko 3.1, rivi 17, engl. wet grab sampling) otetaan stabilointityön yhteydessä juuri stabiloidusta maasta. Näytteitä on helppo ottaa ja niitä saadaan isoja määriä suhteellisen edullisin kustannuksin. Tapana onkin monesti ottaa jokaisesta stabilointityön työpäivästä näytteitä. Märät näytteet sullotaan muotteihin ja niiden annetaan lujittua myöhempää koestamista varten. (Topolnicki, 2004). Tuotantonäytteiden ottaminen on suosittua etenkin Yhdysvalloissa, mutta myös joissain Euroopan osissa (Larsson, 2005). Pohjoismaiseen kuivamassastabilointiin käytäntöä ei ole sovellettu, joten kokemuksia soveltuvuudesta tai hyödyistä ei tietävästi ole (Forsman et al., 2017). Joissakin tapauksissa ko. menettely voisi olla perusteltu.

3.8 Muut menetelmät

Ruotsissa kehitettiin 1990-luvun alussa suomalaista pilarikairan kärkeä vastaava stabilointipilarin pohjalta maanpinnalle vaijerilla vedettävä kärki, jota käytetään PORT-kairauksessa ("pull out resistance test", taulukko 3.1, rivi 2) (Larsson, 2005). Menetelmässä kairakärki asennetaan teräsvaijerin kanssa stabilointipilarin pohjalle stabilointityön yhteydessä, jolloin stabiloinnin leikkauslujuutta voidaan mitata välillisesti vetämällä kärki maanpinnalle teräsvaijerilla. Kärki pysyy pilarikairaukseen verrattuna paremmin pilarissa, ja menetelmää voidaan käyttää lujuudeltaan jopa 600 kPa pilareihin (Halkola, 1999). Menetelmä on kuitenkin pilarikairausta kalliimpi ja antaa urakoitsijalle mahdollisuuden kiinnittää erityishuomiota koestettaviin pilareihin jo stabilointityön aikana. Menetelmä soveltuu lähinnä stabiloinnin homogeenisyyttä eikä leikkauslujuutta tutkimaan, sillä menetelmä arvioi koestettujen pilarien lujuuden usein pilarikairausta selvästi suuremmaksi (EN14679, 2005; Öberg, 1997). Pilaristabiloinnista poikkeavan stabilointityön tekniikan vuoksi mene-

telmän kärki ei sovellu asennettavaksi massastabiloinnille eikä menetelmä siten ole käyttökelpoinen.

SPT-kairaus (taulukko 3.1, rivi 6, engl. standard penetration test) on kansainvälisesti suosittu puristinkairausmenetelmä luonnonmaille ja laajassa käytössä esimerkiksi Japanissa pilaristabiloinnin laadunvalvonnassa. Menetelmän käyttämä kairakärki on pinta-alaltaan pieni ($A=0,0010\text{m}^2$), mutta korkea (noin 0,7m), mistä johtuen suuri osa kairausvastuksesta syntyy todellisuudessa kärjen kitkavastuksesta. (Forsman et al., 2017). Pienen kärjen ja suuren kitkavastuksen vuoksi menetelmän tulokset ovat epäluotettavia, eikä menetelmä sovellu massastabiloinnille (Larsson, 2005; Forsman et al., 2017).

Painokairaus (taulukko 3.1, rivi 7) on pehmeille luonnonmaille yleisesti käytössä oleva menetelmä, jonka kärki muistuttaa muodoltansa porkkanaa. Pienen kärkensä vuoksi menetelmä on herkkä stabilointityön luonnollisille lujuusvaihteluille eikä menetelmän edustavuutta voida pitää hyvänä. Kairaus ei myöskään pysy suorassa stabiloidussa maassa. Menetelmä ei sovellu massastabiloinnille (Larsson, 2005; Forsman et al., 2017).

Porakonekairaus (taulukko 3.1, rivi 8) on ruotsalainen kehitysvaiheessa oleva menetelmä, jota ei tietävästi ole käytetty Suomessa stabiloinnin laadunvalvontaan (Forsman et al., 2017). Porakonekairausta voidaan käyttää keskikovassa ja kovassa pilaristabiloinnissa tavanomaisen pilarikairauksen tuloksia täydentämään ja osittain jopa korvaamaan. Luotettavaa korrelaatiota pilarikairauksen ja porakonekairauksen välillä ei ole osoitettu yksittäisissä eikä pehmeissä pilareissa. Porakonekairaus on pilarikairausta selvästi nopeampi sekä kustannustehokkaampi menetelmä, ja sen kairaus pysyy helposti suorassa haastavissakin olosuhteissa. Tankokitkan vaikutus mitattuihin tuloksiin on pienen kairauskärjen vuoksi merkittävä. (Bergman, 2012). Stabiloinnin lujuusvaihteluiden havainnointi ja menetelmän tarkkuus eivät ole riittäviä pehmeässä stabiloinnissa, joten menetelmä ei todennäköisesti sovellu massastabiloinnin laadunvalvontaan.

Pressometri, ruuvilevykoe ja levykuormituskoe (taulukko 3.1, rivit 9, 10 ja 11) mittaavat stabiloinnin muodonmuutosparametreja. Menetelmät on erittäin hitaita ja siten kalliita, eivätkä siten sovellu massastabiloinnin laadunvalvontamenetelmiksi, joskin niitä voidaan harkita tutkimustarkoituksiin. (Forsman et al., 2017). Pressometri tutkii dilatometrin tavoin maassa vaikuttavaa horisontaalista jännitystä. Pressometri puristetaan haluttuun syvyyteen, jossa kärjen elastinen seinämä paisutetaan paineilmalla kuormittamaan ympäröivää maata. Ruuvilevykoe mittaa stabiloinnin murtolujuutta ja painumaominaisuuksia. Se suoritetaan kiertämällä halkaisijaltaan 0,16m ruuvi haluttuun syvyyteen (Halkola, 1999). Ruuvia kuormitetaan kairaustankojen välityksellä, kunnes maa ruuvien alapuolella murtuu. Levykuormituskoe suoritetaan stabiloinnin pinnalla. Menetelmä ei siis erottele koestettua stabilointisyvyyttä, vaan tutkii lähinnä stabiloinnin kuormitettavuutta koepisteessä. Kuormituslevyn halkaisija vastaa mitaltaan arviota kokeen syvyysvaikutuksesta (Forsman et al., 2017).

Geofysikaalisten menetelmien (taulukko 3.1, rivi 12) soveltuvuutta stabiloinnin laadunvalvontaan kairausmenetelmiä täydentämään on tutkittu aina aika-ajoin. Seismisiä menetelmiä on tutkittu erityisesti 1990-luvulla Japanissa erittäin kovilla stabilointipilareilla, mutta tuloksista ei kyetty muodostamaan riittävän luotettavaa kuvaa pilarien leikkauslujuudesta (Forsman et al., 2017). Samaan lopputulokseen päätyivät Suomessa hieman pehmeämmillä pilareilla tehdyt tutkimukset reikämittausten menetelmistä (Ruotsala, 2011). Seismisten mene-

telmien synnyttämien S-aaltojen nopeudella ja pilaristabiloinnin puristuslujuudella ($q_u < 2\text{MPa}$) on kuitenkin selvä yhteys, joskin aaltojen havainnointi ja niiden tulkinta voi olla olosuhteista riippuen hyvinkin haastavaa (Larssonin, 2005). Myös stabiloinnin sähkönjohdavuudella ja sideainepitoisuudella (CaO-pitoisuus) on tutkittu olevan jonkinlainen yhteys (Larsson, 2003). Nykyisen tietämyksen perusteella mikään geofysikaalisista menetelmistä ei kuitenkaan ole erityisen hyvin soveltuva massastabiloinnin laadunvalvontatutkimuksiin.

Dynaaminen tiivistystarkkailumenetelmä (taulukko 3.1, rivi 13) tutkii syvästabiloinnin alueellista kokonaisvaltaista lujuutta, eikä niinkään yksittäisiä pilareita. Tutkimukset suoritetaan kairausvaunun sijasta täryjyrällä, jonka iskujen pienehkö syvyysvaikutus on ongelmallinen erityisesti pilaristabiloinnin tutkimuksissa. Menetelmän tuloksista voidaan erottaa pilaristabiloinnissa pilaririvit ja se saattaisi soveltua massastabiloiduilla alueilla ohjaamaan laadunvalvontakairauksia huonosti lujittuneille alueille. (Korkiala-Tanttu & Törnqvist, 2003). Vaikka menetelmän heikko syvyysvaikutus ei ole ongelma, ei menetelmä sovellu massastabiloinnin laadunvalvontatutkimuksiin.

Törmäyskiihtyvyydestissä (taulukko 3.1, rivi 14, engl. impact acceleration test) pudotetaan paino toistuvasti stabiloinnin pinnalle. Törmäyksen iskuaallosta ja heijastuksista arvioidaan stabiloidun maan lujuusominaisuuksia ja eheyttä (homogeenisyyttä) samaan tapaan kuin paalujen PDA-mittauksissa. Menetelmää on käytetty Japanissa ja tutkittu Suomessa 1990-luvulla lujuudeltaan yli 500kPa stabilointipilareilla. (Forsman et al., 1999). Massastabiloinnin laadunvalvontaan menetelmä ei nykytiedon perusteella sovellu (Forsman et al., 2017).

Stabilointipilarin esiin kaivaminen ja ylösnostaminen (taulukko 3.1, rivi 19) on menetelmänä toimiva ja informatiivinen, joskin kallis ja hidas ratkaisu, joka soveltuu lähinnä tutkimuskohteisiin. Massastabiloinnilla jatkuvat näytteet tai tiheään otetut kaivinkoneella kaivetut näytteet ajavat lähes saman asian kuin pilaristabiloinnilla pilarien esiin kaivaminen.

Koepenkereen rakentaminen (taulukko 3.1, rivi 20) on suositeltava tapa tutkia stabiloidun rakenteen todellista käyttäytymistä. Se on ainoa tutkimusmenetelmä, jossa voidaan simuloida rakenteen kuormien todellisia vaikutuksia stabiloinnin muodonmuutos- ja lujittumisominaisuuksiin. Koepenkereen avulla voidaan luotettavimmin huomioda ympäristöstä johtuvat paikalliset tai haastavat olosuhteet ja vertailla eri sideaineseosten toimivuutta. Koepenkeret tarjoavat monesti tärkeää informaatiota stabiloinnin pitkäaikaistoimivuudesta, jota on muulla tavoin vaikeaa tutkia. Koepengertä voidaan käyttää myös ylipenkereenä.

3.9 Kairauksen virhelähteet

Kairauksilla, kuten muillakin tutkimusmenetelmillä, on useita erilaisia virhelähteitä ja tilanteita, joissa virheellisen tuloksen todennäköisyys kasvaa. Laadunvalvontakairauksen yksittäisistä virhelähteistä aiheutuva tulosten mahdollinen epätarkkuus on yleensä pienempää kuin stabiloinnin ja pohjamaan luonnollisen heterogeenisyyden aiheuttama kairauksien hajonta ja niiden kohina. Kuitenkin osa virheistä kairaukseen tai sen tulkintaan liittyen aiheuttaa merkittäviä muutoksia lopputuloksen luotettavuuden arviointiin.

Eräs laadunvalvontakairauksen merkittävimmistä ongelmista on kairakärjessä ja kairaus-tangoissa vaikuttava kitkavastus. Kairakärjen ja tankojen ollessa toistensa kanssa tasapaksut kuten CPT-kairauksessa, kohdistuu pyörittämättömiin tankoihin jo muutaman metrin

syvyydellä karkivastuksen suuruinen kitkavastus (Törnqvist & Juvankoski, 2003). Arvion mukaan kitkavastus on kärjen PK2/100 muotoiluista huolimatta merkittävä myös pilarikairauksessa. Kun kairausvoima mitataan ja tallennetaan maanpinnalla tankojen yläpäähän kohdistettuna puristusvoimana, vastustaa sitä todellisen karkivastuksen lisäksi tangoissa ja kärjen pystypinnoilla vaikuttavat kitka ja adheesio. Näiden vaikutus on prosentuaalisesti suurin pehmeässä massastabiloinnissa.

Kovassa stabiloinnissa kairakärki aiheuttaa stabilointiin hauraita murtumia, jolloin stabiloinnin ja kärjen sekä tankojen väliin jää ilmaa tai murenevaa stabiloitua massaa (kuva 3.7). Pehmeässä stabiloinnissa murtuminen on sitkeää tai sitä ei tapahdu, eikä halkeamia synny kovan stabiloinnin tavoin, jolloin stabiloitu massa takertuu kairakärkeen ja tankoihin (kuva 3.8). Arvion mukaan massan takertuminen kasvattaa kairauksen aikaista kairaus- sekä kitkapinta-alaa ja siten kasvattaa kairaukseen vaadittavaa puristusvoimaa. Ennen kuin näitä kitkavaikutuksia osataan arvioida, on syvemmällä maassa olevien pehmeiden kerrosten ominaisuuksien arvioiminen hyvin haastavaa.

Vinoon suuntautuneiden tai sivuun taivutuneiden kairausten tankoon kohdistuva kitkavastus on oletettavasti suoraa kairautta suurempi. Myös kairauksissa, joissa kairakärjen arvioidaan ”pujottelevan” stabiloidun kerroksen pehmeitä kohtia seuraten, arvioidaan vaikuttavan suurempi tankoihin kohdistuva kitkavastus. Kitkavastusta ei tyypillisesti erotella kairausten tuloksista, sillä mittausmenetelmät ja luotettava arvio vastuksen suuruudesta puuttuvat. Kitkavastusta on pyritty mittaamaan in-situ –kairauksissa tankoja säännöllisesti kesken kairauksen nostamalla (Halkola, 1982; Fransson 2011) ja laboratorio-olosuhteissa pienokairalla (Timoney, 2015). Tulosten perusteella ei kuitenkaan ole pystytty muodostamaan luotettavaa arviota kitkan määrästä. Erilaisten kitkojen aiheuttama kairausvastuksen kasvaminen on joissain tapauksissa pyritty huomioimaan kantavuuskertoimen N_c arvoa kasvattamalla (Halkola, 1999).

Esiporauksen on todettu poistavan kairaustankoon kohdistuvan kitkavastuksen (Axelsson, 2011; Timoney 2015). Esiporauksen vaikutus lopputulokseen on kuitenkin vaikea ennustaa, sillä toisaalta stabilointi porausreiässä on syrjäytetty ja murtunut vähentäen laadunvalvontakairauksen kairausvastusta, mutta toisaalta tehokas kairauspinta-ala pienenee laskennallisesti esiporatun reiän pinta-alan verran. Pilarikairauksen kärjellä PK2/100 kairauspinta-ala pienenee laskennallisesti noin 20%, mikä johtaa useimmiten leikkauslujuuden arvioinnin suuremmaksi kuin ilman esiporausta. Esiporauksen vaikutuksista on tutkimuksia hyvin vähän, sillä esiporausta käytetään usein vain kohteissa, joissa leikkauslujuus ylittää tavoitelujuuden selvästi.

Laadunvalvontakairaukset tulee aina suorittaa kairakärki esiin kaivetun massastabiloinnin pinnalle asettaen. Stabiloinnin päällä olevaan tiivistys- tai kuormituspenkereeseen tulee kaivaa kuoppa, jossa kairakärjet voidaan asettaa stabiloinnin yläpinnalle. Mieluusti myös itse kairaukset tulisi suorittaa kuopassa. Monesti penkereeseen kaivettu kuoppa kuitenkin täytetään ennen kairautta, jolloin kairaus suoritetaan täytetyn kuopan päältä kairakärjen jäätyä täytön alle (kuva 3.9). Näin voidaan asettaa useita kairakärkiä samanaikaisesti jyrkkäreunaiseen kuoppaan, eikä kairausvaunulle ja työskentelylle tarvitse jättää tilaa kuopan pohjalle tai kuopan reunoja loiventaa vaunua ja työturvallisuutta varten. Menetelmällä säästetään aikaa, vähennetään merkittävästi liikuteltavan pengermassan määrää ja saadaan yleisesti enemmän työskentelytilaa. Kairaustulosten tarkkuus kuitenkin saattaa kärsiä, sillä kairatankoon saattaa kohdistua suurempi kitkavastus täyttömateriaalista ja sen tiiveydestä

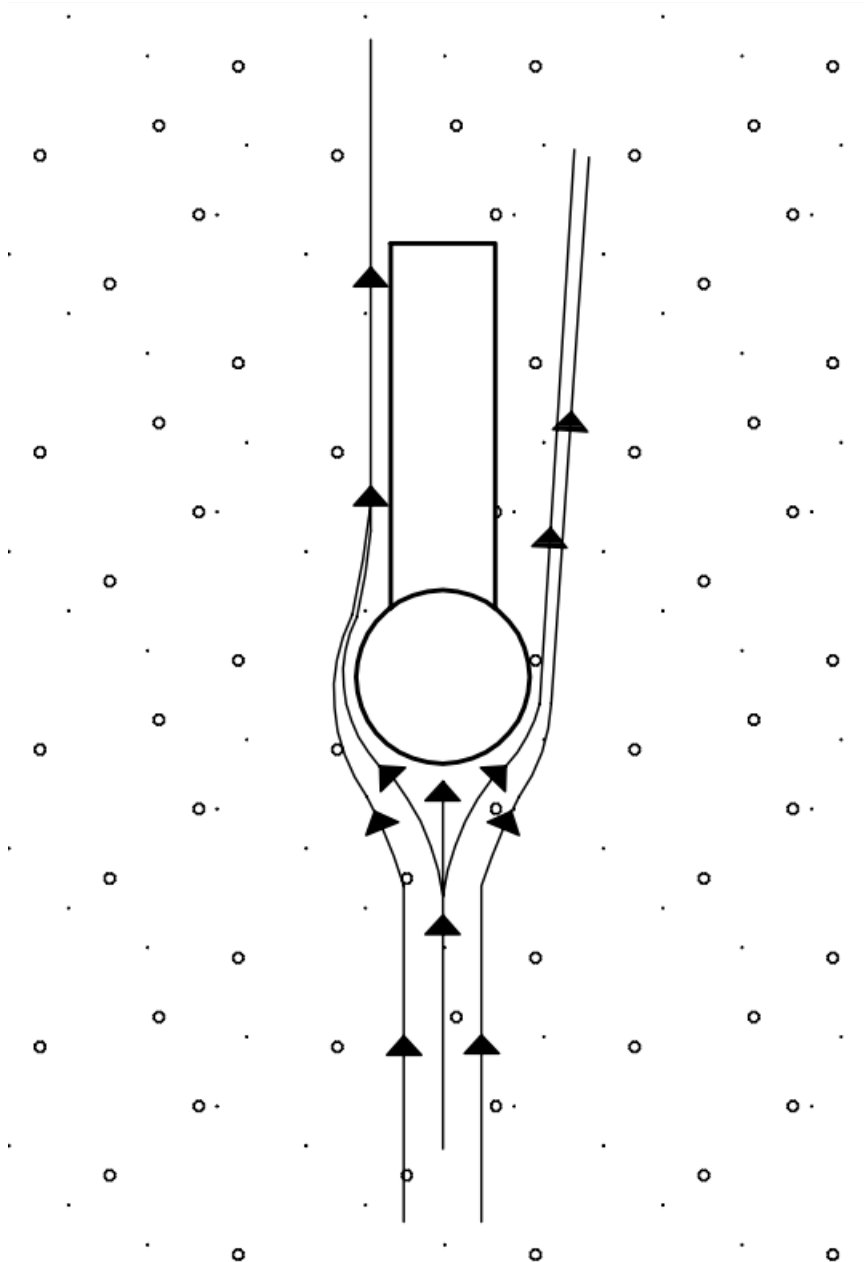
riippuen. Monesti stabiloinnin yläpinnalle asetettujen kairakärkien suuntaus kallistuu pystysuorasta sivulle kuoppaa täytettäessä, jolloin tulosten luotettavuus heikentyy entisestään ja kairaus on vaikeampi suorittaa. Kairausvaunun puomi tulee kairattaessa säätää kairauksen tankojen suuntaiseksi, ja mitä vinompi puomi, sitä enemmän heijaroinnin iskupaino hidastuu ja iskuenergiaa siirtyy muualle. Kaareutuneet tangot siirtävät oletettavasti myös osan niin puristus- kuin iskuenergiasta ympäröivään maahan jo ennen kärkeä. Kairakärjen suuntauksen kallistuminen täyttöö tehtäessä olisi mahdollista välttää tarkoitusta varten kehitettävillä ”tukikoolingeilla” (tms.), joilla kärkien ja tankojen tukeminen voitaisiin tehdä penkereen pinnalta työturvallisuutta vaarantamatta.

Tiivistyspenkereen ja stabiloinnin välissä on lähes aina suodatin- tai lujitekangas. Kankaan läpi ei kairata, vaan kairaus suoritetaan kankaaseen viilletyn riittävän ison reiän läpi. Ilman reikää osa kankaasta voi takertua kärkeen kasvattaen kairauspinta-alaa sekä kärjen ja stabiloinnin välistä kitkaa. Kangas voi myös ohjata kairauksen vinoon.

Yksittäisten kairausten tilastollisen riippumattomuuden varmistamiseksi tulisi kairausten etäisyyden olla vähintään 2,5-3,0 metriä toisistaan (Liikennevirasto, 2010). Massastabiloinnin yläpinnan esiin kaivaminen tiivistyspenkereen alta on kuitenkin hidasta ja työlästä, jolloin samasta kaivukuopasta tehdään useampia kairauksia eikä etäisyyden ohje-arvoa noudateta. Ohjeistettua etäisyyden minimiarvoa suositellaan noudatettavaksi aina, kun se on mahdollista, mutta massastabiloinnin laadunvalvontakairauksia voi kokemusten mukaan tehdä luotettavasti huomattavasti tiiviimminkin, kunhan vierekkäiset kairaukset pysyvät suorina. Kairauksen taittuessa kohti vieressä olevaa aiempaa kairausreikää, vaarantuu kairauksen luotettavuus.

Pienten kairakärkien, kuten PH50- tai CPT-kärjen, ongelmana on kärjen pieni edustavuus ja ”pujottelu” stabiloidun kerroksen heikkoja kohtia seuraten. Tulosten hajonta on suurempaa, sillä tulosten resoluutio ja stabiloinnin lujuusvaihteluiden erottelukyky paranevat suuriin kärkeihin verrattuna. Suuremmat kärjet, kuten PK2/100-kärki, ovat sen sijaan vähemmän alttiita lujuudenvaihteluille ja kairautulokset edustavat suurempaa osaa stabiloinnista, mutta myös kairausvoimaa vaaditaan enemmän. Siirtyminen puristamisesta heijarointiin ja takaisin ei ole ongelmaton, sillä heijaroitaessa menetetään isommasta havaintovälistä johtuen osa potentiaalisesta tulostarkkuudesta, jolloin etenkin ohuiden kerrosten havainnoinnista on vaikeaa. Heijaroinnista siirrytään takaisin kärjen puristamiseen kokemusten mukaan usein myöhässä, sillä stabiloinnin leikkauslujuuden nopeaa laskua on vaikea havaita heijaroidessa. Myöskään leikkauslujuuden laskiessa hitaammin, ei puristamaan usein siirrytä heti sen ollessa mahdollista, vaan odotetaan, jos stabiloinnin lujuus kasvaakin hetken päästä uudestaan. Kairautulosten jakaumassa saattaa olla normaalia odotusarvoa vähemmän havaintoja lujuusalueelta, jolla laitteistosta riippuen joudutaan vaihtamaan kairautapaa.

Eri kohteiden tutkimuskairausten vertailuun syntyy eroavaisuuksia käytetystä kairavaunusta riippuen. Vaunuilla on kairausvoimalle usein vaunun painoon ja puristuskapasiteettiin sidoksissa oleva vaunukohtainen maksimiarvo, jonka jälkeen joudutaan siirtymään heijarointiin. Kairausvoiman potentiaaliseen maksimiarvoon vaikuttaa myös esimerkiksi vaunun maata vasten olevan tuennan vahvuus. Eri vaunut myös kalibroidaan hieman eri aikoina tai vaunutyypistä riippuen hieman erilailla. Kalibrointi suoritetaan tyypillisesti vuoden välein, mutta ”laboratorio-olosuhteissa” puristusvoimalle esimerkiksi vaakaa ja Nilcon-siipikojeen momentille jakoavainta apuna käyttäen.



Kuva 3.7. Stabiloinnin murtotilanne, jossa kairakärjen PK2/100 lapa aiheuttaa stabiloinnin paikallisen murtuman. Lavan vasemmalla puolella on esitetty pehmeän ja sitkeän stabiloinnin käyttäytymisen periaate, jossa stabiloitu maa jää lavan pintoja vasten. Lavan oikealla puolella on esitetty kovan ja hauraan stabiloinnin käyttäytymisen periaate, jossa stabiloinnin ja lavan välille ei synny kitkapainetta.



Kuva 3.8. Jätkäsaaren koemeluvallin jälkimmäisten tutkimuskairausten yhteydessä otetut kuvat, joista on nähtävissä, kuinka paljon stabiloitua massaa jää kiinni kairakärkeen (PK2/100) ja tankoihin kairauksen aikana (Melander, 2.7.2015).



Kuva 3.9. Ylempänä kuva Kose-Mäen ja alempana Veittostensuon tutkimuskairauksista. Kärjet asetettiin stabiloinnin yläpinnalle tiivistyspenkereeseen kaivettuun kuoppaan, joka täytettiin ennen kairausten suorittamista. (Piispanen, 6.11.2015 ja 17.8.2016).

4 Aiemmat tutkimukset

Massastabilointimenetelmään liittyen on viimeaikaisten tutkimusten kohteena ollut laadunvalvontamenetelmien lisäksi massastabiloidun rakenteen pitkäaikaistoimivuus (Piispainen, 2017). Aiemmat stabiloinnin laadunvalvontaa käsittelevät kotimaiset ja kansainväliset tutkimukset ovat pääosin keskittyneet massastabilointia lujemman pilaristabiloinnin laadunvalvontaan. Monet vanhemmista tutkimuksista käsittelevät myös nykyään stabiloinnin laadunvalvontakäytöstä hiipunutta CPT-kairautta, jonka tutkimustyö oli ko. käyttötarkoituksessa Suomessakin laajaa ennen vuosituhannen vaihdetta (Halkola, 1999).

Tehdyt massastabilointia käsittelevät tutkimukset keskittyvät usein stabiloidun kerroksen tavoitelujuuden saavuttamisen ja tasalaatuisuuden tutkimiseen. Massastabiloinnin laadunvalvonta on tehty käyttäen pääosin samoja tutkimusmenetelmiä kuin stabilointipilareiden tutkimuksissa (mm. pilarikairaus ja pilarisiipikairaus). Menetelmät on kehitetty ja ”kalibroitu” stabilointipilareille, joissa oleellisena erona on stabiloidun alueen jakautuminen pilareihin ja pilareiden väliseen pehmeään maakerrokseen, sideaineen sekoituksen erilaisuus ja yleensä pilareiden suurempi lujuus. Laadunvalvontakairauksen tulosten tulkinnassa käytetään pilarikairauksesta johdettua kokemusperäistä kantavuuskaavaan perustuvaa yhtälöä, jossa kantavuuskerroin N_c määrittää kairausvastuksen ja leikkauslujuuden suhteen (kaava 3.1). Massastabiloinnin lujuusalue on laaja, jolloin kantavuuskertoimelle asetettu vakioarvo ei toimi luotettavasti koko lujuusalueella. Monet massastabiloinnin tutkimuksista sivuaavatkin kantavuuskertoimelle määritettävää arviota. Luvuissa 4.1 ja 4.2 on referoitu eräitä taulukossa 4.1 listattuja laadunvalvontamenetelmiä tai niiden tulosten tulkintaa käsitelleitä tutkimuksia.

Pilarikairauksen kehitystyöhön liittyen on niin Suomessa kuin Ruotsissakin kokeiltu CPT-kärjen elektroniikan siirtämistä pilarikairauksen kairakärkeen, jolloin kairausvastusta kasvattavat tanko- ja vaippakitka eivät sisältyisi mitattuun kairausvastukseen. Tällaiseen kärkeen ovat viitanneet ainakin Bergman (2012), Fransson (2011) ja Larsson (2005), joista viimeksi mainittu on todennut kärjen olevan yleisessä käytössä Länsi-Ruotsissa. Kärjen käytön laajuudesta ei ole tietoa, mutta kärki on edelleen käytössä Ruotsissa (Razvan, 2017). Tiedossa ei ole, kuinka luotettavia ja edustavia kärjellä tehtyjen kairauksen tulokset ovat. Myös inklinometrin yhdistämistä tavanomaisen pilarikairan kärkeen on kokeiltu (Kirsch & Bell, 2013).

Suomessa CPT:n elektroniikkaa hyödyntävää pilarikairauksen kärkeä on kokeiltu 90-luvulla, mutta ongelmaksi muodostui elektroniikan hajoaminen erityisesti kovissa ja epähomogeenisissa pilareissa (Halkola, 1999). Halkolan mukaan Suomessa kokeiltiin samoihin aikoihin myös kolmilapaista pilarikairaa, jonka kärjen lavat olivat nykyään vakiintuneen PK2/100-kärjen lapoja lyhyemmät, jolloin kairauspinta-ala vastasi nykyään tavanomaista PK2/100-kärkeä. Kärki ei kolmella lyhyellä lavalla edustanut pilarin koko poikkeileikkausta, mutta lapoja pidennettäessä kairausvastus kasvoi kairavaunujen puristuskapasiteetin ulkopuolelle. Isomman kairakärjen tulosten ennustettavuus oli haastavaa ja heijaroinnin resoluutio heikkoa, sillä lyönnit edustivat suurta lujuusväliä (esimerkiksi 1 lyönti = 15kPa leikkauslujuutta, vrt. PK2/100: 1 lyönti = n. 10kPa).

Taulukko 4.1. Joitain tutkimuksia, joissa on käsitelty massastabiloinnin laadunvalvonta-menetelmiä ja/tai niihin liittyviä parametreja.

Kirjoittaja ja vuosi	Mitä tutkittu	Tutkittu materiaali	Leikkauslujuus (lujittumisaika)	Huomioita
KENTTÄTUTKIMUKSET				
Piispanen 2017	Pitkäaikaistoimivuus	Massastab. vaihteleva	30-250 kPa (6-25 v.)	Luonnos 21.8.2017
Melander 2015	PK2/100 kärjen muunnokset (PKL, PKP), kitkavaikutukset	Kuivakuorisavi	35-120 kPa	ks. luvut 5, 6.1 ja 7.2
Piispanen 2014	Kantavuuskerroin (N_c)	Massastab. vaihteleva	20-150 kPa (3-5 v.)	ks. luku 7.1
Bergman 2012	RBD, lujuuden hajonta (COV), porakonekairaus	Pilaristab. savi	300 kPa (2-3 vko.)	ks. luku 3.8.
Fransson 2011	Porakonekairaus, pilarikairauksen tankokitka	Pilaristab. savi	150-250 kPa (2-4 vko.)	-
Porbaha et al. 2001	Kitkavaikutusten vähentäminen CPT-kairauksessa	Pilaristab.	-	FRICON-menetelmä
Axelsson 2001	Stabilointi yleisesti	Pilaristab. savi	100-250 kPa (4-8 vko.)	-
Halkola 1999	Soveltuvien menetelmien kattava esittely	(Pilaristab.)	Ei määriteltä	PK, PS, CPT, (kolmi-lapainen PK)
Ramboll 2012	Stabiloinnin laatu eri si-deaineseoksilla	Massastab. sedimentti	200-500 kPa (1 v.)	Kokkolan satama
Ramboll 2013b	Stabiloinnin laatu eri si-deaineseoksilla	Massastab. savi	30 kPa (1 kk)	Perkkaan koirapuisto
LABORATORIOTUTKIMUKSET				
Melander 2017	Stabiloidun sedimentin laatu ja kitkavastus	Massastab. sedimentti	40-90 kPa (12kk)	Jätkäsaaren koemelu-vallipenger, ks. luku 7.2.3
Timoney 2015	Kantavuuskerroin, kitkan ja stabilointityön vaikutus kairausvastukseen	Pilari- ja massastab. savi ja turve	UCS* = 180-710 kPa	Laboratoriostabilointi
Pätsi 2009	Laboratorio- ja kenttäko-keiden leik.lujuuden suhde	Pilaristab. (sulfidi)savi	150-250 kPa (2,5kk)	Suurpellon syvästabilointi ja koepenger
Baker 2000	Pilaristabiloinnin painu-maominaisuudet	Pilaristab. savi	UCS* = 200-400 kPa (28-56 pv.)	Laboratoriostabilointi
Laaksonen 1995	Kantavuuskerroin CPT-kairaukselle	Pilaristab.	-	Laboratoriostabilointi
MUUT				
Forsman et al., 2014	Massastabilointikäsikirja	Massastab.	Ei määriteltä	Kattava ohjekirja
Ruotsala 2011	Geofysikaaliset menetelmät	Pilaristab.	-	Ei sovellu massastabi-lointiin
Liyanapathirini & Kelly, 2011	Pilarikairauksen FEM-mallintaminen	Pilaristab.	-	-
Larsson 2005	Sekoitustyö ja sen laatu ja valvonta	Pilaristab.	Ei määriteltä	Sivuaa myös massa-stabilointia
Melander 1989	Puristin-heijarikairaus	Savi/siltti	5-30kPa	Tankojen pyöritysnopeus

*UCS = Unconfined compression strength eli leikkauslujuus, joka on määritetty yksiaksisiaalisesta puristusko-keesta

4.1 Kenttätutkimukset

Melanderin (2015) tavoitteena oli kehittää tavanomaisesta pilarikairauksen kärjestä (PK2/100) muunnelmä, jonka avulla voitaisiin arvioida PK2/100-kärjen pystypintoihin kohdistuvan kairausvastuksen suuruutta. Kehitetyt kärjet ovat esitelty tämän työn luvussa 5 ja tehdyt tutkimukset luvussa 6.1. Tämä työ on jatkoa vuoden 2015 tutkimukselle.

Piispanen (2014) tutki pilarikairauksen tavanomaisen PK2/100-kärjen kairaustulosten tulkintaan soveltuvaa kantavuuskertoimen (N_c) arvoa. Tutkimus suoritettiin vertaamalla kuudessa massastabilointikohteessa tehtyjä rinnakkaisia pilari- ja pilarisiipikairauksia. Kantavuuskertoimen arvo sovitettiin siten, että pilarikairauksen kairausvastuksesta määritetty leikkauslujuus vastasi pilarisiipikairauksella määritettyä leikkauslujuutta. Vastaavaa menettelyä käytetään tapauskohtaisesti pilaristabiloinnin laadunvalvontakairausten tulosten tulkinnassa. Havaintoaineiston perusteella massastabiloidun materiaalin leikkauslujuus vaikuttaa selvästi kantavuuskertoimen suositeltuun arvoon, jolla pilari- ja pilarisiipikairausten tulosten sovitus onnistuu. Työn mukaan kantavuuskertoimen hajonta on stabiloinnissa, jonka leikkauslujuus on alle 30kPa, hyvin suurta (n. 5-50 yksikköä), mutta pienenee leikkauslujuuden kasvaessa. Leikkauslujuuden ollessa yli 80kPa asettui kantavuuskertoimen arvo pääsääntöisesti välille 10-20. Pilarikairauksen tuloksista määritetyn leikkauslujuuden kohdekohtainen variaatiokerroin ($COV = \text{keskihajonta/keskiarvo}$) vaihteli välillä 0,45-0,77. Kairauksen syvyydellä ei ollut vaikutusta kantavuuskertoimen arvoon.

Bergmanin lisensiaatintyö (2012) koostuu artikkeleista. Työn toinen artikkeli (Bergman et al., 2013) käsittelee pilari- ja CPT-kairauksella mitatun kairausvastuksen hajontaa. Lidatorpin tutkimuskohteella määritettiin stabilointipilareiden CPT-kairauksen variaatiokertoimeksi 0,22-0,67. Kistan E18-tiellä CPT-kairauksen variaatiokerroin oli välillä 0,18-0,59 (keskiarvo 0,29) ja pilarikairauksen välillä 0,19-0,47 (keskiarvo 0,22). Stabilointipilarit olivat esiporattuja, mutta epäselväksi jäi, mitattiinko kairausvastusta pilarikairan kärjestä vai maan pinnalta. Työn kolmas artikkeli (Bergman & Larsson, 2012) käsittelee porakonekairauksen (”total sounding”) soveltuvuutta stabilointipilareiden laadunvalvontaan (ks. luku 3.8 Muut menetelmät). Niin porakone- kuin pilarikairaustenkin tuloksille määritettiin variaatiokertoimen vaihteluväliksi 0,1-0,3 liukuvalla 0,5m kairaus­syvyyden keskiarvolla.

Myös Fransson (2011) tutki porakonekairausmenetelmien (”soil-rock sounding” ja ”total sounding”) soveltuvuutta stabilointipilarien laadunvalvontaan. Tutkimuksen vertailukohtana käytettiin pilarikairauksen tuloksia. Fransson tutki samalla myös porakonekairauksessa vaikuttavaa tankokitkaa nostamalla kairauksen lopussa kairakärkeä metrin ylöspäin ja kairaamalla tämän viimeisen metrin uudestaan. Tankokitkalle määritettiin näin keskiarvoiseksi tulokseksi arvio 0,85kN/m. Yksittäiset mitatut tankokitkan arvot vaihtelivat välillä 0,4-1,3kN/m. Kairaus­syvyydellä 5-6m laskennallinen tankokitka muodosti jopa 50% porakonekairauksella mitatusta kairausvastuksesta. Puristinkairauksen yhteydessä on myös Suomessa 1980- ja 90-luvuilla kokeiltu tankokitkan määrittämistä nostamalla tankoja metrin välein noin 0,2m ylöspäin (Halkola, 1999).

Franssonin (2011) tutkimusaineistolla porakonekairausten tulosten variaatiokertoimeksi muodostui keskimäärin n. 10-15% suurempi arvo kuin pilarikairausten tuloksilla. Tämän arvioitiin johtuneen porakonekairauksen kärjen pilarikairauksen kärkeä pienemmästä pinta-alasta, jolloin stabiloidun massan lujuuden vaihtelut erottuvat yksityiskohtaisemmin. Fransson esitti, että osa porakonekairaustulosten suuremmasta hajonnasta aiheutuisi tanko-

kitkasta, joka voi stabiloinnin ominaisuuksista riippuen poiketa esitetystä teoreettisesta lineaarimallista. Fransson käytti tutkimuksessa pilarikairaa, jossa kairausvastus mitattiin CPT-kärjen tavoin kairakärjestä, jolloin tankokitka ei vaikuttanut pilarikairauksessa mitattuun kairausvastukseen. Pilarikairauksen variaatiokerroin liukuvalla 0,5m syvyys-suuntaisella keskiarvolla oli 0,10-0,25 ja kairausvastuksen mitatut havainnot olivat normaalijakautuneita.

Porbaha et al. (2001) tutkivat CPT-kairausta pilaristabiloinnin laadunvalvonnassa. He kehittivät tutkimustasolle jääneen menetelmän nimeltä FRICON, jossa CPT-kairaus suoritettiin mutaista vettä tai liejua kairatankojen ympärille syöttäen. Syötetyt nesteet oletettavasti pienensivät tankokitkaa, mikä auttoi CPT-kairauksia pysymään suorassa. CPT-kairauksen tulkinnessa käytettävän kantavuuskertoimen arvoksi esitettiin 22-23 rasialeikkauskokeista määritettyyn leikkauslujuuteen verrattuna ja 18 yksiaksiaalisista puristuskokeista määritettyyn leikkauslujuuteen verrattuna. Tutkimusten puristuslujuudet muunnettiin kairauksista leikkauslujuudeksi kaavalla 3.2. CPT-kairausten tulosten arvioinnissa käytettävän kantavuuskertoimen arvon on myös myöhemmin arvioitu olevan n. 18-23 laboratoriotutkimuksien tuloksiin verrattaessa (Lahtinen, 2009).

Axelsson (2001) sivusi tutkimuksessaan laadunvalvontakairauksissa vaikuttavaa kitkaa ja käytettävää kantavuuskertoimen arvoa. Hän arvioi kairauksen aikana vaikuttavan kitkavastuksen suuruudeksi tavanomaisessa pilakairauksessa noin 0,5kN syvyysmetriä kohden. Kitkavoiman suuruus saattoi paikoitellen olla jopa 1kN/m, mutta Axelssonin mukaan näin suuren arvon käyttäminen on ylivarovaista. Kairaukset suoritettiin 44mm paksulla kairatangolla (Suomessa käytetään tavanomaisesti 32mm tankoja) leikkauslujuudeltaan noin 100-300kPa pilaristabiloinnissa. Axelssonin tutkimuksessa yksiaksiaalisilla puristuskokeilla ja pilarikairauksilla määritetyt leikkauslujuuden vastasivat toisiaan, kun kantavuuskertoimen arvo oli 15. Yksiaksiaalisista puristuskokeista tulkitun leikkauslujuuden hajonta oli pilarikairauksesta tulkittua suurempaa.

Suomessa suositeltu pilarikairauksessa käytettävän kantavuuskertoimen arvo on ollut 10 (Forsman et al., 2014; Larsson 2005; EuroSoilStab, 2002). Taulukossa 4.2 on eri tutkimuksista kerättyjä (Timoney, 2015) pilarikairauksen tulosten tulkintaan suositeltuja kantavuuskertoimen arvoja pilari- tai massastabiloinnissa. Taulukoidut arvot painottuvat välille 10-15, mutta esimerkiksi turvemassastabiloinnille kertoimen arvoksi on ehdotettu jopa 20.

Melander (1989) tutki puristin-heijarikairausta pohjatutkimusmenetelmänä heikolla stabi-loimattomalla maaperällä. Tulokset osoittivat, että ohuet heikot saviset silttikerrokset havaittiin vain silloin, kun tankoja pyöritettiin. Parhaiten kerrokset havaittiin pyöritysnopeudella 12 r/min (kierrosta minuutissa), jota tutkimuksen perusteella suositeltiin käytettävän. Pyörittäminen myös vähensi kairausvastusta, vaikkakin selvästi vasta 12 r/min nopeam-malla pyörittämisellä. Pyöritysmomentin suurimmat keskiarvot mitattiin nopeudella 12r/min ja arvion mukaan tämä nopeus ei täysin riitä plastisoimaan savea tankojen ympärillä. Mitattua momenttia voidaan käyttää maakerrosrajojen havainnoinnissa tai se voidaan huomioida kairauksen kärkivastusta arvioitaessa kaavan 4.1 mukaisesti. Kaava perustuu siihen, että kärjen ja tankojen pyörittämiseen vaadittava voima on yhtä suuri näihin kohdis-tuvan kitkavastuksen kanssa, ja tämä vastus on likimain yhtä suuri riippumatta siitä, pyöri-tetäänkö kärkeä vai puristetaan sitä alaspäin.

Taulukko 4.2. Timoneyn (2015) taulukoimia kantavuuskertoimen arvoja. ”PIRT” tarkoittaa tavanomaista pilarikairaususta ja ”PORT” Ruotsissa sovellettua käännettyä pilarikairaususta.

Test Type:	N Value:	Conditions:	Reference:
PIRT	10	Lime columns in clay, $c_u < 160$ kPa	(Boman 1979)
PIRT	11	Menard pressuremeter tests on lime columns compared with PIRT, $c_u \approx 255$ kPa, (190-320 kPa)	(Holm <i>et al.</i> 1981)
PIRT	11	Reference to compiled data inc. Holm <i>et al.</i> 1981	(Broms 1991)
PIRT	12.5-16.7	Comparison with column vane (85 mm high by 132 mm dia.) results, $c_u < 255$ kPa	(Halkola 1983)
PIRT & PORT	10 (8-11)	Experience based value Stiffness related	(Axelsson & Rehnman 1999)
PORT & PIRT	10 10-15	Sweden Finland, defined by site specific column vane tests	(Halkola 1999)
PIRT	10	Field column tests in clay and gyttja, cement-lime and cement-GGBS binders $c_u < 185$ kPa	(Rogbeck <i>et al.</i> 2000)
PIRT	10	PIRT in unstabilised clay (in Swedish)	(Axelsson 2001)
PORT & PIRT	10-15	PORT & PIRT of lime-cement columns in a very soft clay, $c_u < 600$ kPa (in Swedish)	(Axelsson 2001)
PORT & PIRT	10-15	Compiled N values from literature	(Porbaha 2002)
PORT & PIRT	10 15	Columns under active loading conditions Conservative N, for use with columns in direct shear with low confinement	(Axelsson & Larsson 2003) See Axelsson (2001) for further details on the tests.
PORT & PIRT	10	Lime-cement pre-drilled columns in clay, $c_u < 250$ kPa. (in Swedish)	(Edstam <i>et al.</i> 2004)
PIRT (& PORT)	20	N = 20 derived from field PIRT in pre-drilled mass stabilised clayey peat, $c_u \approx 100-300$ kPa	(Wiggers & Perzon 2005)
PIRT	10	Field calibration tests on cement-bentonite mixture with shear vane and laboratory tests	(Burke <i>et al.</i> 2007)
PORT	10	From Report 4:95E (Carlsten & Ekström 1996)	(Kelly & Wong 2011)
PORT & PIRT	9-14 12-14	FEM using rigidity index and probe roughness. Soil-cement field column tests	(Liyanapathirana & Kelly 2011)
T-Bar	10.5	Un-stabilised soft clay	(Stewart & Randolph 1994)

$$q_c = \frac{F - F_s}{A} \quad (4.1)$$

jossa

F = kairaukseen vaadittu puristusvoima

F_s = pyörittämiseen vaadittu voima

eli vääntömomentin ja pyöritettävän kärjen säteen suhde

A = kärjen poikkipinta-ala ($PH50 = 0,005\text{m}^2$)

4.2 Laboratoriotutkimukset

Laboratoriostabiloinnissa saavutetut leikkauslujuudet eivät aina vastaa kovinkaan hyvin stabiloinnin todellista in-situ –leikkauslujuutta (Timoney, 2012). Laboratoriostabiloinnissa perusmaa sekoitetaan ennen sideaineen lisäämistä homogeeniseksi massaksi ja stabiloinnin jälkeinen lujittumislämpötila on usein tasainen noin $+20^{\circ}\text{C}$. Todellisuudessa maaperä ei ole täysin tasalaatuista ja lujittumislämpötila saattaa vaihdella etenkin syksystä kevääseen merkittävästi. Esimerkiksi kylmempi ilma hidastaa monien sideaineiden reaktionopeutta ja –herkkyyttä. Suomalaisessa ohjeluonnoksessa lujittumisajan lämpötilaksi on esitetty $+8 \pm 2^{\circ}\text{C}$ (Liikennevirasto, 2017).

Timoney (2015) tutki pilari- ja massastabilointityötä ja laadunvalvontaa laboratorioolosuhteissa, kun stabiloinnin yksiaksiaalinen puristuslujuus oli 180–710 kPa välillä. Perusmaa (savinen siltti) ”massastabiloitiin” laboratoriossa, minkä jälkeen stabiloidusta maasta rakennettiin stabilointipilari maata (sisähalkaisija 200 mm) kerroksittain pystysuuntaiseen viemäriputkeen asentamalla. Tämä viemäriputki oli isomman putken sisällä (halkaisija 750 mm, korkeus 1000 mm). Stabilointipilarin asentamisen edistyessä sen ympärille isompaan putkeen asennettiin stabiloimatonta perusmaata, jolloin viemäriputki voitiin poistaa portaattain sitä ympäröivän perusmaan tukiessa stabilointipilaria. Laadunvalvontatutkimuksissa käytettiin pienoiskoon pilarikairaa ja pilarikairaa, josta puuttuivat tavanomaiselle kärjelle tyypilliset lavat. Käytetyn pilarikairan leveys oli lapojen kohdalla 150 mm, ja lapojen alareunan paksuus oli 6 mm. Käytetyn kairaustangon halkaisija oli 8 mm, ja pilarikairan kärkikartion halkaisija oli leveimmästä kohdastaan 14 mm. Kaikkien rakennettujen stabilointipilarien keskelle jätettiin stabiloinnin lujittumisen ajaksi pieni putki (halkaisija 13 mm) simuloimaan esiporausta ja ohjaamaan kairakärkeä tutkimuskairausajan aikana. Laboratoriokokeista määritetty näytteen puristuslujuus muunnettiin leikkauslujuudeksi kaavalla 3.2. Tutkimuksessa saavutettiin seuraavanlaisia tuloksia:

- Kovan stabiloinnin pintakerroksessa havaittiin kairauksen aloittamisen jälkeen suuria halkeamia stabiloinnin hauraudesta johtuen. Halkeamia ei syntynyt, jos stabiloitu kerros oli kuormitettuna kairauksen aikana. Haljenneen pintakerroksen kairaus-tuloksiin tulee suhtautua varauksella. Timoney huomioi halkeamat kasvattamalla kaavan 3.1 kantavuuskerrointa.
- Siivettömän pilarikairan kairauksissa ei havaittu tankokitkaa. Tulosta voi pitää odotettuna, sillä stabiloinnin lujittumisvaiheessa muodostetun ”esiporausreiän” halkaisija oli kairaustankojen halkaisijaa suurempi.
- Kairausvyvyys ei vaikuta kaavan 3.1 kantavuuskertoimen arvoon. Yleisesti käytetty kantavuuskertoimen arvo 10 vaikuttaa arvion mukaan pitävän paikkansa.
- Stabiloinnin leikkauslujuudella ja kantavuuskertoimen arvolla on yhteys. Lujassa stabiloinnissa kertoimen arvo on pienempi kuin heikossa stabiloinnissa. Arvion mukaan heikossa stabiloinnissa esiintyy suurempia kairakärjen tai tankojen ja stabiloinnin välisiä adheesiovoimia, jotka aiheuttavat kitkaa kärjen lavoissa. Kantavuuskertoimen havaittiin vaihtelevan välillä 13–7, kun stabilointi oli leikkauslujuudeltaan noin 90–350 kPa. Kitkan vaikutus ja kantavuuskertoimen kasvaminen olivat havaittavissa etenkin suljetulta leikkauslujuudeltaan alle 150 kPa olevassa stabiloinnissa.
- Stabiloinnin mitoituslujuudelle laskettiin kokeellinen yhtälö, joka huomioi lujittumisajan, -lämpötilan ja –vesipitoisuuden ja jolla arveltiin voitavan verrata laboratorio- ja in-situ –laadunvalvontakokeiden tuloksia tarkemmin.

- Laboratoriossa suoritettujen puristuskokeiden tulosten variaatiokerroin oli alle 0,14. Timoneyn mukaan kirjallisuudessa tavallisesti esitetyt stabiloitavuuskokeiden variaatiokertoimet ovat alle 0,07.
- Puristuskokeista määritetyn muodonmuutosmoduulin (E) variaatiokerroin vaihteli välillä 0,20-0,41.
- Pilarikairauksen kairausvastuksen variaatiokerroin vaihteli välillä 0,06-0,13, kun havaintoaineistosta poistettiin epätavallisen suuret virheelliseksi tulkitut arvot. In-situ -laadunvalvontakokeiden variaatiokerroin vaihtelee Larssonin (2005) mukaan tyypillisesti välillä 0,2-0,4, mutta voi olla paikoin jopa 0,8.

Liyanapathirini & Kelly (2011) hyödynsivät FEM-mallinnusta pilarikairauksen tutkimuksessa. He arvioivat kantavuuskertoimen arvoksi täysin plastisella mallilla 12,4 (vaihteluväli 10-14) ja myötöpehmenevällä mallilla (strain-softening model) 10-13. Liyanapathirinin & Kellyn suosittelema kantavuuskertoimen arvo pilarikairaukselle on 12-14. Timoneyn tavoin myös Liyanapathirini & Kelly arvioivat kantavuuskertoimen kasvavan heikommassa stabiloinnissa stabiloidun maan ja kairakärjen välisen suuremman adheesion takia.

Baker (2000) tutki kuivamenetelmällä stabiloitua savea laboratoriokokein. Tutkimustulosten perusteella stabiloitu savi ei ole täysin kyllästynyttä, vaan käyttäytyy laboratoriokokeuksissa jäykän ylikonsolidoituneen saven tai kuivakuorisaven tavoin. Esimerkiksi kolmiaksiaalikokeissa n. 97% kyllästymisen johtaa jäykällä savella erittäin vähäiseen huokospaineen kasvuun, jolloin koetulokset riippuvat ennen kaikkea vallitsevista jännityksistä. Baker havaitsi kolmiaksiaalikokeissa negatiivisia huokospaineita juuri ennen näytteen murtumista. Alle 100% kyllästymisasteelle arvioitiin syyksi stabilointiprosessia, jossa kuivia vettä sitovia sideaineita sekoitetaan maaperään korkeapaineisella paineilmalla.

5 Kehitetyt menetelmät

Rambollin laadunvalvontatutkimuksissa oli havaittu viitteitä siitä, ettei kärjen PK2/100 tuloksista kantavuuskertoimella 10 määritetty leikkauslujuus täysin vastaa siipikokeista määritettyä lujuutta pehmeässä massastabiloinnissa (Piispanen, 2014). Ongelmaksi arvioitiin adheesion aiheuttama kairakärjen pystypinnoille kohdistuva kitkavastus, joka on arvion mukaan prosentuaalisesti sitä suurempi, mitä pienempi mitattu kairausvastus on. Arviota tukivat aiemmat laboratoriotutkimukset (Timoney, 2015).

Pilarikairaus on nopea, edullinen ja käytännön kokemusten perusteella hyväksi havaittu menetelmä, jolla tehtyjä laadunvalvontakairauksia löytyy vertailukohdaksi tarvittaessa kymmenienkin vuosien takaa. Monet tavanomaisen PK2/100-kärjen pilaristabiloinnin laadunvalvonnassa esiintyvät ongelmat, kuten kärjen ajautuminen pilarista ulos tai puristus-kairaukselle liian luja stabilointi, eivät esiinny massastabiloinnin laadunvalvontatutkimuksissa. Massastabiloinnin laadunvalvontakairauksissa vaikuttavaa kitkavastusta päätettiin siis tutkia kehittämällä kaksi tavanomaisesta PK2/100-kärjestä poikkeavaa kehityskärkeä, joilla vaikuttavan kitkavastuksen määrää voitiin arvioida tutkimuskairausten tuloksia tavanomaisen kärjen tuloksiin vertaamalla. (Melandar, 2015).

Luvun muut osiot ovat varattu Ramboll Finland Oy:n käyttöön ja tästä versiosta poistettu.

6 Tutkimuskohteet ja tehdyt tutkimukset

Laadunvalvontatutkimuksia suoritettiin tätä työtä varten Lepolan kuovikuorialueella, Jätkäsaaren stabiloidusta ruoppausmaasta rakennetussa koemeluvallipenkeessä ja Kosemäön sekä Veittostensuon turvestabilointialueilla. Lisäksi työhön sisällytettiin tutkimuksia Jätkäsaaren stabilointialtaista ja Kivikonlaidan turvestabilointialueilta. Yhteensä laadunvalvontakairauksia oli 415 kappaletta, joista 102 kappaletta oli suoritettu pilarisiipikairalla PS130/65, 166 kappaletta pilarikairalla PK2/100 ja 35 kappaletta molemmilla kehityskärjillä PKL ja PKP. Lopuista 77 kairauksesta 64 kappaletta oli suoritettu PH50-kärjellä ja 13 kappaletta PK2/60-kärjellä.

Useimmat tutkimusalueista ovat turvestabilointialuetta, mutta kairaus- ja vertailualuemäärältään Jätkäsaaren ruoppausmaan stabilointialue on suurin – stabiloitu maa on kohteessa savea ja paikoin liejuista savea. Tutkimuskohteissa käytettyjen sideaineseosten kirjo on laaja, mutta lähes kaikissa kohteissa on hyödynnetty teollisuuden sivutuotteita. Stabiloinnin lujittumisaika kohteissa on laadunvalvontatutkimusten suoritushetkellä vaihdellut 14 viikosta noin 25 vuoteen. Kohteiden stabiloinnin leikkauslujuus sijoittuu 15-245 kPa välille ollen keskiarvollisesti noin 40-140 kPa välillä. Kohteet edustavat lujuudeltaan pääasiallisesti kohtalaisen heikkoa stabilointia. Taulukossa 6.1 on esitetty kaikkien kohteiden ja tutkimusten koonti. Kohteet ovat esitelty tarkemmin luvuissa 6.1-6.5.

Taulukko 6.1. Työssä käsitellyt tutkimukset tutkimuskohteittain. Esitetty leikkauslujuus on määritetty pääosin pilarisiipikairausten perusteella.

Kohde	Tutkimukset	Maakerroksen leikkauslujuus ja lujuuttumisaika	Sideaine ja -määrä (kg/m ³)	Täytön ja stabiloidun kerroksen paksuus	Lisätietoja
Lepola Kuivakuorialue	6x PS130/65 6x PK2/100 8x PKL 8x PKP	30-130kPa	Kuivakuori-savi	Kuivakuori 2-3m. Ei täyttöä	Melander (2015)
Jätkäsaari Koemeluvalli (Allas 1, SA3, stabiloitu ruoppausmassa)	4x PS130/65 12x PK2/100 6x PKL 6x PKP 2x PH50 Laboratoriotutk.	40-90kPa 12kk	PlusSe 50 + LT 150	Täyttö 0,5-1m. Stabilointi 4,5-5m. Kairaukset* ilman täyttöä.	Melander (2017), liitteet 1 ja 2
Jätkäsaari Vaihe 3 Ruoppausmassojen stabilointiallas 1	33x PS130/65 65x PK2/100 1x PH50 13x PK60	15-245kPa 1-12kk	Alueet SA1, SA2, SA3, SA4, SA5a ja b (ks. taul. 6.3)	Stabilointi 2,5-3,5m. Täyttö 0,5-1m. Kairaukset* ilman täyttöä	Taulukot 6.2, 6.3, liite 1 ja Ramboll (2015)
Jätkäsaari Vaihe 2 Ruoppausmassojen stabilointiallas 1	6x PS130/65 9x PH50	35-85kPa 3kk	Se 50	Stabilointi 2,5-3,5m. Täyttö 0,5-1m. PH-kairaukset täytön läpi	Taulukko 6.2, liite 1 ja Ramboll (2013a)
Jätkäsaari Vaihe 2 Ruoppausmassojen stabilointiallas 3	20x PS130/65 21x PK2/100	15-170kPa 1,5-24 kk.	Se 50 tai Se 40 + LT 150 tai Se 40 + LT 250	Stabilointi 2,5-3,5m. Täyttö 0,5-1m. Kairaukset* ilman täyttöä	Taulukko 6.2, liite 1 ja Ramboll (2013a)
Kose-Mao Turvekerros	9x PS130/65 30x PK2/100 9x PKL 9x PKP	70-165kPa 6,5v.	Osa-alueet 3, 4, 6, 7 ja 8	Täyttö 1-2m Stab. 2,5m Kairaukset** täytön alta	Piispanen et al. (2015) ja liite 3
Veittostensuo Turvekerros	12x PS130/65 12x PK2/100 12x PKL 12x PKP 12x PH50	85-190kPa 25v.	F 125 + PSe 125 tai PSe 150 + MaKu 150	Täyttö 1,5m. Stab. 3m Kairaukset** täytön alta	Piispanen et al. (2016) ja liite 4
Kivikonlaita Alue C Turvekerros	6x PS130/65 10x PK2/100 20x PH50	50-80kPa 10v.	YSe 100 + Hk 150	Täyttö 2-3m Stab. 3m Kairaukset** täytön alta	Ramboll (2017)
Kivikonlaita Alue 3P Turvekerros	6x PS130/65 10x PK2/100 20x PH50	20-135kPa 14v.	YSe 100 + Hk 150	Täyttö 2-4m. Stab. 3m Kairaukset** täytön alta	Ramboll (2017)

F = Finnstabi

MaKu = masuunikuona

PlusSe = plussementti

YSe = yleissementti

LT = lentotuhka

PSe = pikasementti

Se = sementti

Hk = hiekka

* stabiloinnin yläpuolinen pengerrys siirrettiin kairauspisteen ja -koneen kohdalla

** kairakärjet asennettiin stabiloinnin pinnalle täyttöön kaivettuun kuoppaan ja kuoppa täytettiin

6.1 Lepola, Järvenpää

Järvenpäässä sijaitseva Lepolan tutkimusalue ja tehdyt tutkimukset tuloksineen ovat esitelty raportissa (Melander, 2015). Peltotalue, jossa kairaukset suoritettiin maaliskuussa 2015, eroaa muista tässä työssä käsitellyistä kohteista siten, että tutkittu maaperä oli kuivakuorisavea eikä stabiloitua massaa. Kuivakuorisavi sopii erilaisten kairakärkien vertailuun hyvin, koska sen (lujuus-) ominaisuudet rajatulla alueella ovat hyvin homogeeniset eli muuttuvat läheisten kairauspisteiden välillä hyvin vähän. Kuivakuoressa tavataan vain harvoin kiviä tai muunlaisia kairaustulosten hajontaa kasvattavaa poikkeamia. Kuivakuoren tutkimustuloksia voidaan Bakerin (2000) mukaan verrata stabiloituun saveen, sillä stabiloitu savi ei ole täysin kyllästynyttä, vaan käyttäytyy laboratoriokeissa kuten kuivakuorisavi. Esimerkiksi Jätkäsaaren koemeluvallipenkereen stabiloidun ruoppausmaan (saven) kyllästysaste vaihteli 93-96% välillä (Melander, 2017).

Lepolan alueella suoritettiin tutkimuskairauksia tavanomaisella pilarikairan kärjellä PK2/100 ja kehityskärjellä PKL ja PKP, joiden lisäksi suoritettiin pilarisiipikairauksia kärjellä PS130/65. Tutkimusten yhteydessä tallennettiin myös pilarisiipikairausten mitattu puristusvastus siipikokeiden välillä. Tutkimusmäärä on esitetty taulukossa 6.1. Lepolan kohde muodosti tulosten tulkinnassa yhden vertailualueen. Kairausten vaakasuuntainen pisteväli oli pellolla n. 1,5 metriä. Maa ei ollut jäässä, mutta oli pintakerroksestaan lievästi haurteinen aamuisin.

6.2 Jätkäsaari, Helsinki

Jätkäsaarella on ruopattu ja läjitetty merenpohjaa laajasti 2010-luvulla täyttöjen edeltä. Maalle läjitetyt massat on massastabiloitu kolmessa vaiheessa enimmillään neljässä stabilointialtaassa (altaat 1-4, kuva 6.1). Lisäksi altaasta 1 ylöskaivetusta SA3-osa-alueen stabiloidusta massasta on rakennettu (ja myöhemmin purettu) noin viisi metriä korkea koemeluvallipenger.

Alueella on tehty runsaasti stabiloitavuuskokeita, koekuoppia, näytteenottoja, laadunvalvontakairauksia ja muita tutkimuksia. Tässä työssä huomioidaan alueella tehdyistä tutkimuksista sellaiset laadunvalvontakairaukset, joita voidaan verrata toisiinsa samana ajankohdana ja saman pisteen läheisyydestä (ruutu, alue), mutta eri kairakärjellä, tehtyihin laadunvalvontakairauksiin. Kairausten lisäksi työssä huomioidaan koemeluvallipenkereen näytteistä tehdyssä laboratorioraportissa (Melander, 2017) esitellyt tutkimukset koemeluvallipenkereen laadunvalvontakairauksia täydentävinä. Koemeluvallin laadunvalvontakairaukset suoritettiin helmikuussa ja kesäkuussa 2015. Kehityskärkiä PKL ja PKP käytettiin vain jälkimmäisessä kairauserässä. Molemmilla kerroilla kaivettiin pois noin 0,5-1,0m paksuinen täyttökerros ennen kairausten suorittamista. Näytteet laboratoriotutkimuksiin kaivettiin toukokuussa 2016 ja itse tutkimukset suoritettiin syyskuun 2016 ja tammikuun 2017 välillä.

Kaikki käsitellyt Jätkäsaaren tutkimuskairaukset on esitetty taulukossa 6.1 ja allasstabilointien laadunvalvontakairaukset taulukossa 6.2. Koemeluvalli muodosti tulosten tulkinnassa yhden vertailualueen ja loput vertailualueista on lueteltu taulukossa 6.2. Vaiheen III stabiloinnissa käytetyt sideaineet ovat esitelty osa-alueittain taulukossa 6.3. Liitteessä 1 on esitetty Jätkäsaaren stabilointityön kohdekortti ja liitteessä 2 koemeluvallipenkereen yksittäisten laadunvalvontakairausten tulokset. Alueen stabiloinneista, laadunvalvontatutkimuksista, lukuisista erilaisista sideainekokeiluista ja käytetystä ALLUn stabilointilaitteistosta on

saatavilla lisää tietoa mm. vaiheiden 1-3 (v. 2011-2014) stabilointisuunnitelmien työselostuksista, toteumaraporteista ja laadunvalvonnan yhteenvetoraporteista (Ramboll Finland Oy, 2013a ja 2015).

Taulukko 6.2. Työssä huomioidut Jätkäsaaren stabilointialtaiden laadunvalvontakairaukset vaiheessa II ja III. Lyhenne "LVO" tarkoittaa laadunvalvontaohjelmaa.

Ajankoh- ta	Allas	Vertailu- alue (stabi- lointiruutu)	Leikkaus- lujuus [kPa]	Ikä	Tutkimukset		
					PS130/65	PK2/100	Muut
Vaihe II 11/2012	Allas 1	B106 B129 B172	35-85kPa	3kk	2 2 2	- - -	3x PH50 3x PH50 3x PH50
Vaihe II 01/2013	Allas 3	3.1T 3.2T 3.3T 3.4T	15-70kPa	1,5kk	2 2 2 2	2 2 2 3	- - - -
Vaihe II 10/2014	Allas 3	A107 A108 A109 A245 A251	15-170kPa	2v.	2 2 2 3 3	2 2 2 3 3	- - - - -
Vaihe III 2/2014	Allas 1 LVO 1	SA1 M14 SA1 M67	20-100kPa	2vko	2 2	5 5	- -
Vaihe III 4/2014	Allas 1 LVO 2	SA2 M28 SA5a M31 SA5b M1	40-240kPa	1kk	2 2 2	4 4 4	- - -
Vaihe III 5/2014	Allas 1 LVO 3	SA3 M83 SA4 M20	20-100kPa	1kk	2 2	5 5	- -
Vaihe III 6/2014	Allas 1 LVO 4	SA1 M60 SA2 M21 SA4 M8	35-225kPa	3kk	2 2 1	5 5 2	- - -
Vaihe III 10/2014	Allas 1 LVO 5	SA3 M14 SA5a M3 SA5b M15	20-240kPa	3kk	2 2 2	1 - -	4x PK2/60 4x PK2/60 5x PK2/60
Vaihe III 3/2015	Allas 1 LVO 6	SA1 M64 SA2 M25 SA3 M85 SA4 M10	25-245kPa	1v	2 2 2 2	5 5 5 5	- - - -

Taulukko 6.3. Jätkäsaaren stabilointivaiheen III osa-alueet sideaineittain

Osa-alue	Sideaine (kg/m ³)	Osa-alue	Sideaine (kg/m ³)
SA1	KC 50 + LT 150	SA4	PlusSe 50 + LT 75 + RPT 75
SA2	KC 50 + LT 75 + RPT 75	SA5a	PKT B8 150
SA3	PlusSe 50 + LT 150	SA5b	PKT B5 150

KC = kalkkisementti 1:1

RPT = rikinpoiston lopputuote,
Hanasaari / HELEN

LT = lentotuhka

PKT B8 = palavankiven lentotuh-
ka, Eesti Energi

PlusSe = sementti, Finnsementti

PKT B5 = palavankiven lentotuh-
ka, Eesti Energi



Kuva 6.1. Jätkäsaaren massastabilointialtaat 1-4 syksyllä 2012. Kuvan oikeassa reunassa näkyy stabilointiallas 1, jonka ”yläpäätyyn” rakennettiin koemeluvallipenger. Altaiden syvyys oli n. 2,5-3,5m. Altaat ovat sittemmin purettu. (Forsman et al. 2015)

6.3 Kose-Mäo, Viro

Kose-Mäön turvealueella tutkittiin erilaisten sideaineyhdistelmien toimivuutta ja lujittumista. Massastabilointi ja ensimmäiset laadunvalvontatutkimukset suoritettiin vuonna 2009 ja seuraavat laadunvalvontatutkimukset marraskuussa 2015. Tässä työssä käsitellään vain jälkimmäisiä laadunvalvontatutkimuksia. Alueen massastabiloinnin paksuus oli noin 2,5 metriä ja sen päällä oli noin 1-2 metriä paksu tiivistyspenger. Kohteen yleistiedot ja pilarikairauksista arvioitu pitkäaikaislujuuttuminen ovat esiteltä tarkemmin laadunvalvontaraportissa (Piispanen et al., 2015) ja diplomityössä (Piispanen, 2017).

Stabilointialue oli jaettu stabilointiin käytetyn sideaineseoksen mukaan kahdeksaan alueeseen (ruudut 1-8), joita tutkittiin pilari- tai pilarisiipikairauksin. Jokainen ruutu muodosti tulosten tulkinnassa oman vertailualueensa. Kärjellä PK2/100 suoritettiin kuusi kairausta jokaisessa ruudussa ja kärjillä PKL ja PKP kuusi kairausta ruuduissa 6, 7 ja 8. Pilarisiipikairauksia suoritettiin kärjellä PS130/65 kolme kappaletta ruutua kohden ruuduissa 3, 4 ja 7. Pilarisiipikairauksen kairausvastusta mitattiin siipikokeiden välissä kärkeä alas painettaessa. Kairaukset suoritettiin siten, että kairakärjet asetettiin stabiloidun kerroksen yläpinnalle tiivistyspenkereeseen kaivettuun kuoppaan, mutta työteknisistä syistä kuoppa täytettiin ennen kairausta ja kairaus suoritettiin täytön päältä (kuva 3.9).

Alueen ruudut 1, 2 ja 5 jätetään tässä työssä huomiotta, sillä niistä tehtiin vain pilarikairauksia kärjellä PK2/100, eivätkä näiden tulokset ole siten verrattavissa muihin tuloksiin tai kärkeihin. Toteutunut tutkimusohjelma sekä tarkasteltujen ruutujen kehityskärkien laadunvalvontakairaukset ovat esitetty liitteessä 3. Kairaukset suoritettiin KN2000/2-kairausvaunulla ja Nilcon-siipikojeella.

Taulukko 6.4. Tässä työssä käsitellyt Kose-Mäön tutkimuskairaukset ruuduittain esitettynä. Kairaukset suoritettiin noin 6,5 vuotta lujittuneelle stabiloinnille.

Ruutu (vertailualue)	Sideaine ja -määrä (kg/m ³)	Leikkauslujuus (menetelmä)	Tutkimukset	Stabiloinnin paksuus
Ruutu 3	Se 100 + LT 100	125-150 kPa (PS130/65)	6x PK2/100 3x PS130/65	1,5m
Ruutu 4	Se 70 + LT 200	75-150 kPa (PS130/65)	6x PK2/100 3x PS130/65	2,5m
Ruutu 6	Se 70 + LT 100	75-120 kPa (PK2/100)	6x PK2/100 3x PKL 3x PKP	2,2m
Ruutu 7	Se 200	125-175 kPa (PS130/65)	6x PK2/100 3x PS130/65 3x PKL 3x PKP	2,5m
Ruutu 8	Se 150	50-75 kPa (PK2/100)	6x PK2/100 3x PKL 3x PKP	2,0m

Se = sementti LT = lentotuhka (palavankiventuhka)

6.4 Veittostensuo, litti

Veittostensuolla toteutettiin Suomen ensimmäinen turvemassastabiloinnin kenttätutkimus vuonna 1993. Alueella on noin 3 metriä paksu turvekerros, jonka alla on paksumpi savikerros. Syvemmällä oleva savikerros pilaristabiloitiin, jonka jälkeen päällä olevasta turvekerroksesta pinta-alallisesti puolet pilaristabiloitiin ja puolet massastabiloitiin. Puolet massastabiloinnista, eli tutkimusruudut 1-6, tehtiin Finnstabin ja pikasementin seoksella (suhde 1:1, yhteismäärä 250 kg/m³) ja puolet, eli ruudut 6-12, pikasementin ja masuunikuonan seoksella (suhde 1:1, yhteismäärä 300 kg/m³). Ruudut olivat sivumitoiltansa noin 3m × 3m. Veittostensuon ruudut muodostivat tulosten tulkinnassa käytetyn sideaineseoksen mukaan kaksi vertailualueita.

Alueelle on tehty vuosina 1993, 1994 ja 2016 erilaisia stabiloinnin laadunvalvontatutkimuksia. Tämä työ keskittyy vuoden 2016 laadunvalvontakairauksiin, joilla on tutkittu alueen massastabiloitua turvetta. Tiivistyspenkereen paksuus kairausten aikaan oli noin 1,5 metriä. Kairaukset suoritettiin siten, että kairakärjet asetettiin stabiloidun kerroksen yläpinnalle kuormituspenkereeseen kaivettuun kuoppaan (kuva 3.9), mutta työteknisistä syistä kuoppa täytettiin ennen kairausta ja kairaus suoritettiin penkereen päältä. Laadunvalvontatutkimusten yhteydessä havaittiin stabiloidun kerroksen olevan paikoin kosteaa 0,5-1,0m syvyydellä. Veittostensuon historia, tutkimukset, painumakäyttäytyminen ja pitkäaikaisuus on esitelty tutkimusraportissa (Piispanen et al., 2016) ja diplomityössä (Piispanen, 2017).

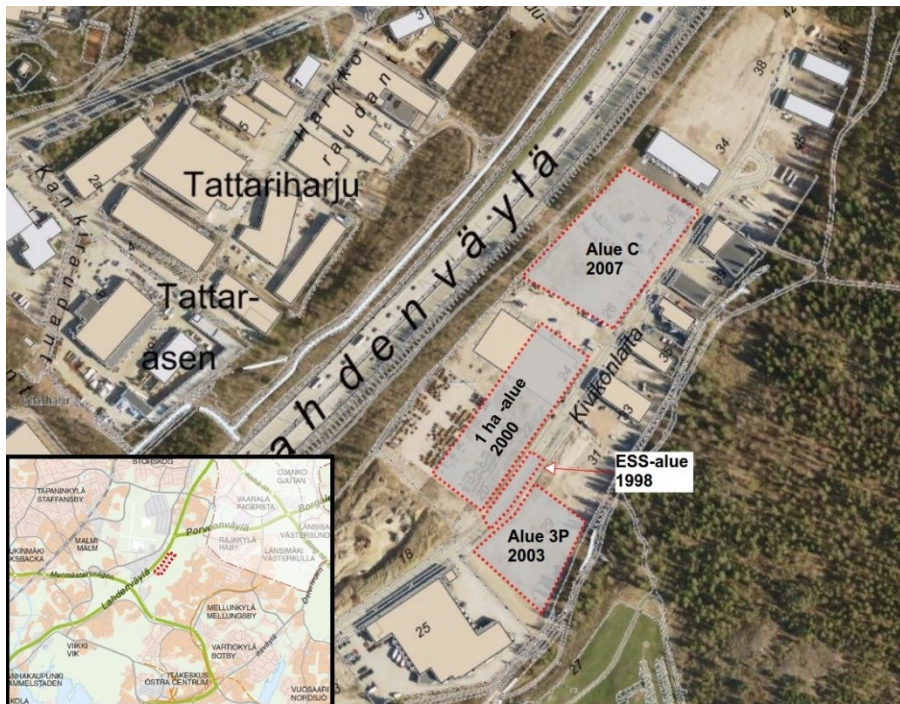
Alueella suoritettiin vuonna 2016 seuraavat tutkimuskairaukset kutakin massastabiloinnin ruutua kohden: tavanomainen pilarikairaus PK2/100-kärjellä, tavanomainen pilarisiipikairaus PS130/65-kärjellä, puristin-heijarikairaus PH50-kärjellä ja kairaukset molemmilla kehityskärjillä PKL ja PKP. Kairauksia tehtiin kaikkiaan kuusi kärkeä ja sideaineseosta kohden.

Kairauksissa käytettiin kahdenlaista kairausvaunua. Kaikki pilarisiipikairaukset sekä siipikokeet suoritettiin KN2000/2-vaunulla ja Nilcon-siipikojeella, jotka olivat kalibroitu 11.3.2016. Vaunulla suoritettiin lisäksi kärjellä PK2/100 kairaukset ruuduissa 2, 3, 8, 10 ja 12, kärjellä PKL kairaukset ruuduissa 1, 3, 7, 10 ja 11 ja kärjellä PKP kairaus ruudussa 8. Muut kairaukset suoritettiin vaunulla GM50 COMBI, joka oli kalibroitu 12.4.2016. Kehityskärkien ja kärjen PH50 laadunvalvontakairaukset on esitetty liitteessä 4.

6.5 Kivikonlaita, Helsinki

Kivikonlaita on pienteollisuusalue Helsingissä. Pohjamaan pintakerros on pääosin turvetta (2-3m), jonka vesipitoisuus vaihtelee 400-1000% ja hehikutushäviö 72-97% välillä. Turvetterroksen alla on koko alueella 4,5-9,5m paksu savikerros, jonka pinta-osa on liejuista. Massa- ja pilaristabilointi on suoritettu alueella useissa vaiheissa vuosina 1998-2010. (Hautalahti et al., 2007). Kivikonlaidan alue on stabilointien ja laadunvalvontatutkimusten osalta esitelty tarkemmin Kiinteistöviraston julkaisussa (Hautalahti et al., 2007) ja diplomityössä (Piispanen, 2017).

Tämä työ huomioi alueiden 3P ja C uusimmat laadunvalvontakairaukset (taulukko 6.1). Kairaukset on suoritettu kairakärjet täytön alle kaivaen, mutta kairaukset täytön päältä suorittaen kuten Kose-Mäen ja Veittostensuon kohteissa. Kairaukset on jaettu kahteen vertailualueeseen alueella 3P, mutta alueella C kairauksia tutkitaan yhtenä kokonaisuutena eli yhtenä vertailualueena. Alue 3P on massastabiloitu vuonna 2003 ja alue C vuonna 2007 (kuva 6.2). Alue 3P on joissain asiakirjoissa esitetty nimellä ”Urakka-alue 4” tai siihen on viitattu ”hajualueena”.



Kuva 6.2. Kivikonlaidan massastabilointialueet, joilla on tehty kairauksia stabiloinnin pitkäaikaistoimivuuden tutkimiseksi (Ramboll, 2017). Tässä työssä on käsitelty alueille C ja 3P tehtyjä kairauksia.

7 Tutkimustulosten analysointi

Osa luvusta on varattu Ramboll Finland Oy:n käyttöön ja tästä versiosta poistettu.

Taulukon 6.1 mukaisten tutkimusten tulokset on käsitelty ja esitetty tutkittavan ominaisuuden mukaan kairakärjittäin. Jätkäsaaren alueen tutkimukset hallitsevat kokonaisuutta kairaus- ja vertailualue määrältään, joten tavanomaisen pilarikairan (PK2/100) tulosten osalta on syytä huomioda erityisesti kohdekohtainen tulosten jakauma.

Tutkimuskairausten tulokset jaettiin kairaussyvytyden suhteen 0,02m väleihin. Väleille, joissa ei tallennettua kairausvastuksen mittaushavaintoa ollut, interpoloitiin lineaarisesti kairausvastuksen arvo edellisestä ja seuraavasta tallennetusta mittaushavainnosta. Kairaukset ovat siten kairautavasta (puristaminen vai heijarointi) ja mittaustavasta riippumatta toistensa kanssa samanarvoisia tulosvertailua varten. Jako 0,02m väleihin mahdollistaa myös kairausten vertaamisen täsmällisesti jokaisella halutulla syvyysvälillä. Kairautulosten todellinen tarkkuus kairaussyvytyden suhteen lienee kuitenkin noin 0,05-0,30cm, sillä kairaussyvytyden nollakohta vaihtelee hieman kärjen geometrian, maaston muotojen ja kairajan arvioiman korkeusaseman mukaan.

Tutkimustulosten arvioinnissa keskitytään kitkavastuksen arvioinnin lisäksi erityisesti kaavan 3.1 kantavuuskertoimen (N_c) laskennalliseen arvoon ja vaihteluväliin eri kärkien tuloksia pilarisiipikairauksen siipikokeista määritettyyn leikkauslujuuteen verrattaessa. Siipikokeet mittaavat suoraan maan leikkauslujuutta ja niiden arvioidaan siten olevan lähimpänä stabiloidun maan todellista leikkauslujuutta. Kehityskärkiä PKL ja PKP ja puristinheijarikärkeä PH50 verrataan pilarisiipikokeiden lisäksi pilarikairauksen tavanomaiseen kärkeen PK2/100. Tutkimus ottaa kantaa myös pilarisiipikairauksen kärjen PS130/65 kairausvastuksen suhteeseen saman kairauksen siipikokeisiin verrattuna.

Kärkien ja tutkimuskohteiden käsittelyssä käytetään pääosin vertailualueiden kairausten tilastollisia ominaisuuksia kuten keskiarvoa ja hajontaa. Havaintoaineiston kairaukset on katkaistu stabiloinnin arvioituun alapintaan, minkä lisäksi epäluotettavat tulokset maan pintaosista (syvyydeltään 0-0,5m) on poistettu. Kiveen tai muuhun tavanomaista selvästi kovempaan kerrokseen osuneet yksittäiset kairaukset on poistettu osittain tai kokonaan havaintoaineistosta. Tulosten hajontaa kuvaava variaatiokerroin on esitetty niille kairauksille, joille se on kairausten lukumäärän puolesta mielekäs (kairauksia enemmän kuin kolme kappaletta). Leikkauslujuutta kairauksista arvioitaessa on huomioitu kaavan 3.1 mukaisesti stabiloinnin päälle rakennettu tiivistys- ja/tai kuormituspenker sekä kairaussyvyys, jotka vaikuttavat koetetun stabiloinnin jännitystilaan. Stabiloidun maa-aineksen tilavuuspainoksi arvioitiin 16 kN/m^3 Jätkäsaaren koemeluvallin laboratorikokeiden perusteella (Melander, 2017).

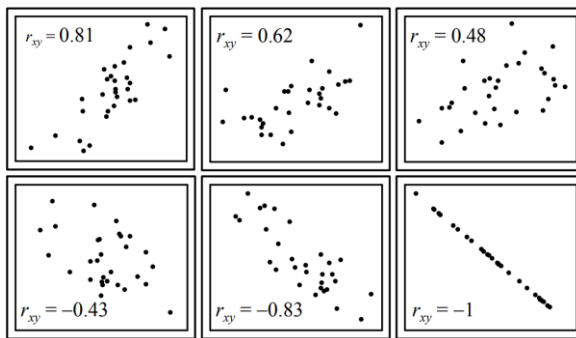
Kairausten hajontaa kuvaa variaatiokerroin (COV) eli havaintojoukon keskihajonnan suhde keskiarvoon. Yksittäisten kairausten poiketessa prosentuaalisesti yhtä paljon joukon keskiarvosta on keskihajonta suurempaa suuremmalla ja pienempää pienemmällä keskiarvolla. Variaatiokerroin huomioi otosten erilaiset keskiarvot, jolloin kertoimen arvot ovat vertailukelpoisia eri kohteiden ja mitta-asteikoiden välillä. Variaatiokertoimella ei ole yksikköä, joka mahdollistaa myös pilarikairausten kairausvoiman ja siipikokeiden leikkauslujuuden variaatiokertoimen suoran vertailun.

Kantavuuskertoimen arvonvaihtelun riippuvuuksien tutkimisessa käytettiin suuntaa antavasti apuna Pearsonin korrelaatiokerrointa. Kertoimella tutkitaan lineaarista riippuvuutta ja sen suuntaa (positiivinen tai negatiivinen). Mitä suurempi kertoimen arvo on, sitä täydellemmin satunnaismuuttujien arvonvaihtelut riippuvat toisistaan. Kerroin on mittayksiköstä riippumaton, joten eri yksiköissä tai mitta-asteikoilla olevat muuttujat eivät vaikuta kertoimen arvoon. Korrelaatiokerroin lasketaan kaavalla 7.1, josta seuraa, että tutkittavien muuttujien keskiarvosta samansuuntaisesti (positiivisesti tai negatiivisesti) poikkeavat havainnot kasvattavat positiivista riippuvuutta ($r_{xy} = 0 \dots 1$) ja eri suuntiin poikkeavat negatiivista riippuvuutta ($r_{xy} = -1 \dots 0$).

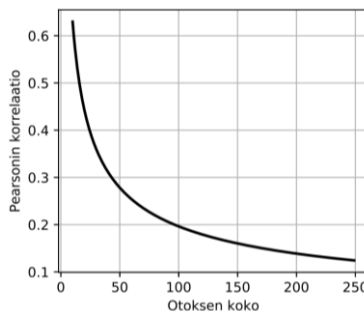
$$r_{xy} = \frac{\text{kovarianssi}(x, y)}{\text{keskihajonta}(x) \cdot \text{keskihajonta}(y)} \quad (7.1)$$

jossa $\text{kovarianssi}(x, y) = \frac{\sum (x_i - \tilde{x}) \cdot (y_i - \tilde{y})}{n - 1}$
 x ja y = muuttujat
 n = otoskoko

Pearsonin korrelaatiokerroin ei kerro, onko tutkittavien muuttujien välillä kausaalista suhdetta, vaikka korrelaatiokertoimen arvo olisikin suuri. Kerroin ei myöskään kerro epälineaarisesta riippuvuudesta (esimerkiksi paraabelit), vaan aliarvioi tämän suuruutta merkittävästi. Yksittäiset muuttujan keskiarvosta merkittävästi poikkeavat havaintoarvot voivat vaikuttaa suuresti korrelaatiokertoimen arvoon, minkä vuoksi on suositeltavaa aina tarkastaa tutkittavien muuttujien hajontakuvio. Esimerkkejä hajontakuvioista on esitetty kuvassa 7.1. Korrelaatiokertoimen merkitsevyyden arviointiin sopii Studentin t-jakaumaan sovitettu t-testi (kuva 7.2).



Kuva 7.1. Pistejoukkoja, joille on laskettu Pearsonin korrelaatiokerroin (Mellin, 2006).



Kuva 7.2. Pearsonin korrelaatiokertoimen pienin laskennallinen arvo, jolla 95% luottamustaso saavutetaan t-testissä.

7.1 Jätkäsaaren koemeluvallin laboratoriokokeet

Jätkäsaaren koemeluvallin stabiloidusta savesta (sedimentistä) otettiin sen purkamisen yhteydessä kaivinkoneella näytteitä, joista tehtiin indeksi-, ödometri-, kolmiaksaali- ja rasialeikkauskokeita (Melander, 2017). Myöhemmin tehtiin vielä pienoiskokeita kairaustankoon kohdistuvasta kitkavastuksesta (Kortelainen, 2017), mutta ko. koetulokset eivät ehtineet tähän työhön. Koemeluvallin viimeisten kairausten (vertailualue ”Jätkäsaari MV2”) ja näytteiden kaivamisen välillä oli n. 11kk aikaa.

Pilarikairausten (PK2/100) perusteella koemeluvallin stabiloitu kerros on tasalaatuinen. Kairauksista kantavuuskertoimella 10 määritetty leikkauslujuuden vaihteluväli on 70-108kPa ja keskiarvo 89kPa. Siipikokeista määritettyä lujuuden hajontaa on enemmän, sillä syvyysvälin 1,0-4,5m leikkauslujuuden vaihteluväli on 36-76kPa ja keskiarvo 59kPa.

Laboratoriotutkimuksissa koemeluvalli arvioitiin ylikonsolidoituneeksi 1-3 metrin syvyydeltä ja normaalikonsolidoituneeksi tätä syvemmältä. Tehokkaan esikonsolidaatiojännityksen arvioitiin tulosten perusteella kuvaavan ennemminkin koemeluvallin stabiloinnin yhteydessä muuttuneita ominaisuuksia kuin todellista meluvallissa vaikuttanutta jännitystilaa. Johtopäätelmää tulee se, ettei Ratahallintokeskuksen esittämä ylikonsolidoituneiden savien esikonsolidaatiojännityksen ja leikkauslujuuden välistä suhdetta kuvaava kaava 3.3 sovellu tutkimusaineistolle. Kaavan vakiokertoimen (α) variaatio on suurta ja standardiarvon 0,22 sijaan kertoimen keskiarvo HUT-menetelmällä määritettyyn esikonsolidaatiojännitykseen suhteutettuna on 0,92 (taulukko 7.3.1). Laboratoriokokeista määritetty ylikonsolidoitunut kerros (1-3m) ei ole havaittavissa kairaustuloksista.

Taulukko 7.3.1. Jätkäsaaren meluvallin näytteiden ödometrikokeista määritetty esikonsolidaatiojännitys ja viimeisimmän kairausohjelman siipikokeiden tulokset. Esikonsolidaatiojännitys on määritetty HUT- ja Kotzias-menetelmillä (Melander, 2017).

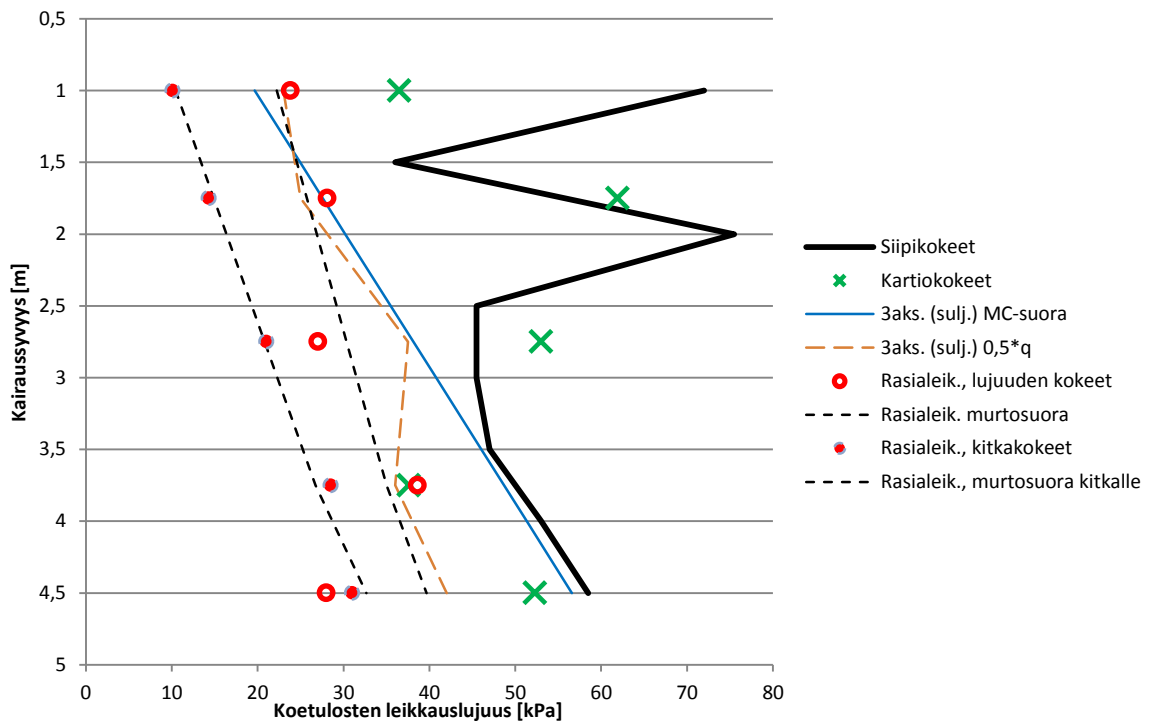
Syvyys [m]	Siipikokeet [kPa]	σ_p (HUT)	α (HUT)	σ_p (KOTZ)	α (KOTZ)
1	72	67	1,07	125	0,58
1,5	36	66	0,55	149	0,24
2	75,5		1,14		0,51
2,5	45,5	71	0,64	100	0,46
3	45,5		0,64		0,46
3,5	47	41	1,15	67	0,7
4	53		1,29		0,79
4,5	58,5	66	0,89	145	0,4
Keskiarvo	54,1	62,2	0,92	112,8	0,52

Kuvassa 7.3.1 on esitetty eri laboratoriotutkimuksista ja in-situ -siipikokeista määritetty koemeluvallin leikkauslujuus. Kolmiaksaalikokeiden leikkauslujuus on esitetty kahdella tavalla: Kaavan 3.2 mukaan, jolloin leikkauslujuuden arvo on puolet laboratoriokeiden puristuslujuudesta (tässä tapauksessa kolmiaksaalikokeiden deviatorinen jännitys murtopisteessä), ja kaavalla 7.3.1, joka perustuu Mohr-Coulombin murtosuoran tehokkaiisiin lujuusparametreihin (Laaksonen, 2014). Kaavalla 3.2 määritetty lujuus on siipikokeita alhaisempi koko koepenkereessä, sillä kolmiaksaalikokeiden deviatorisen jännityksen ja siipikokeiden leikkauslujuuden laskennallinen suhdeluku on noin 0,66 ohjearvon 0,5 sijaan. Kaavan 7.2.1 murtosuoran sovitus on siipikokeiden kanssa hyvin yhteneväinen sy-

vytydellä 3,0-4,5m, mutta arvioi kaavan 3.2 tavoin leikkauslujuuden siipikokeita pienemmäksi syvyydellä 1,0-2,5m.

Rasialeikkauskokeista tulkittu leikkauslujuus on hyvin lähellä kaavalla 3.2 määritettyä lujuutta koko meluvallissa. Laboratoriotutkimuksista määritetyt lujuudet ovat koemeluvallin osalta siipikokeista määritettyä pienempiä, johon voi vaikuttaa se, ettei laboratoriokeistukseen kyetty muokkaamaan sopivan kokoisia näytepaloja hauraista ja kovista näytteistä, jolloin koestukseen saattoi valikoitua pehmeämpiä osia näytemassasta. Kartiokokeista määritetty leikkauslujuus on erityisesti syvyydellä 1,75m muita laboratoriokeiteitä suurempi, ja koesarjan hajonta on yleisesti ottaen suurta. Kokeiden tuloksista määritetty leikkauslujuus on kuitenkin paikoin lähellä siipikokeista määritettyä leikkauslujuutta. Ödometrikokeissa ja kartiokokeissa havaittu heikompi ja pehmeämpi stabiloitu kerros noin 3,5-4,0m syvyydellä ei ole havaittavissa muilla koemenetelmillä, vaikka määritetty leikkauslujuus ei tällä syvyysvälillä myöskään kasva kolmiakσιαalikokeiden koetulosten perusteella.

Laboratoriokeiteisiin (pl. kartiokokeet) nähden siipikokeista arvioidun leikkauslujuuden hajonta on suurta etenkin syvyydellä 1,0-2,5m. Siipikairauksia tehtiin vain kaksi kappaletta, jolloin epätavallisen kovasta tai pehmeästä pisteestä tehdyn siipikokeen merkitys on suuri. Esimerkiksi syvyydellä 1m toisesta siipikokeesta määritetty leikkauslujuus oli 91kPa ja toisesta 53kPa. Syvyyden 1,5-2,5m siipikokeiden tulokset eroavat toisistaan kuitenkin korkeintaan vain 7kPa. Syvemmällä kokeiden ero on korkeintaan 30kPa. Laboratoriotutkimukset huomioiden vaikuttaa siipikokeista määritetty leikkauslujuus syvyyksillä 1m ja 2m todellisuutta suuremmalta. Laboratoriotutkimuksissa havaittiin näytesyvyyksillä 1m ja 1,5-2,0m enemmän kiviä kuin muilla näytesyvyyksillä, joten tämän syvyysvälin siipikokeisiin on saattanut vaikuttaa runsas pienkivien määrä.



Kuva 7.3.1. Koemeluvallin leikkauslujuus eri menetelmien koetuloksista ja niistä johdetusta murtosuorista määritettynä (Melander, 2017).

$$s_u = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (7.3.1)$$

jossa c' = murtosuoralta määritetty tehokas koheesio
 σ' = näytteen tehokas pystysuuntainen jännitys
 φ' = murtosuoralta määritetty tehokas kitkakulma

Kärjen PK2/100 kantavuuskertoimen arvo on siipikokeisiin suhteutettuna hieman tavanomaista suositusta ($N_c = 10$) korkeampi, sillä kertoimen keskiarvo on 16,4 ja syvyyden 1,0-4,5m vaihteluväli 12,0-23,6. Kantavuuskerroin kolmiaksiaalikokeiden murtosuoraan suhteutettuna vaihtelee 18,8-37 välillä ollen keskiarvollisesti 25,4. Kairaussyvyydellä 2,5-4,5m vaihteluväli on kuitenkin enää 18,8-25,2 ja keskiarvo 21,7. Rasialeikkauskokeisiin suhteutettuna kärjen kantavuuskerroin saa arvoja väliltä 21-33 keskiarvon ollessa 25,7. Kertoimen arvo on joitain aiempia arvioita suurempi (Axelsson, 2001), mutta vastaa toisia arvioita (Wiggers & Perzon, 2005, turvestabilointi).

Rasialeikkauskokeita tehtiin kaksi sarjaa. Toisella sarjalla tutkittiin stabiloidun sedimentin leikkauslujuutta ja toisella kitkaa teräslevyä vasten. Kitkakokeiden tulokset olivat johdonmukaisia (kuva 7.3.1). Näytteen ja teräksen kitkasta aiheutuneen arvioidun lujuuden havaittiin kasvavan näytettä kuormittavan pystysuoran jännityksen suhteen. Laskennallinen kitkasta aiheutuva leikkauslujuus (10-32kPa) oli 40-50% näytettä kuormittavasta pystyjännityksestä ja 47-82% tavanomaisten rasialeikkauskokeiden leikkauslujuudesta. Kokeista arvioituna kitkan vaikutus oli $1,6-5,1 \times 10^{-5}$ kPa/m² (eli 0,16-0,51 kPa/cm²) kitkapinta-alan suhteen.

Rasialeikkauskokeissa näytettä puristettiin teräspintaa vasten (kuormittava pystysuora jännitys), jolloin kitkapintaa vasten kohdistuva voima kasvattaa fysiikan lakien mukaan kitkavastusta. Kairauksen aikana maakerroksen pääjännitykset ovat kitkapinnan suuntaisia (pystysuoria), eivätkä sitä vasten kohtisuorassa, jolloin kärjen työntämisestä aiheutuva kairausvastus ei kohdistu kitkapinnalle. Kairauksen aikana kärjen PK2/100 lapojen alaosan levennys myös oletettavasti vähentää lapojen pystysuoraan pinta-alan kohdistuvaa jännitystä ja siten myös kitkavastuksen määrää (ainakin lujassa stabiloinnissa).

7.2 Variaatiokerroin (COV)

Variaatiokerroin (COV), eli otoksen keskihajonnan suhde keskiarvoon, mahdollistaa eri mitta-asteikollisten muuttujien hajonnan vertailun. Keskihajonta on arvollisesti suurempi suuren keskiarvon otoksilla, jolloin eri keskiarvon otosten keskihajonnan vertaaminen toisiinsa voi olla harhaanjohtavaa. Variaatiokerroin suhteuttaa keskihajonnan keskiarvoon, jolloin vertaaminen on luotettavampaa. Hajontaa kuvaavana parametrina variaatiokertoimella on taipumus pienentyä otoskoon kasvaessa, sillä jokainen uusi havainto siirtää otoksen keskiarvoa lähemmäs ”koko populaation” teoreettista keskiarvoa ja pienentää siten uusien havaintojen keskihajontaa. Variaatiokertoimen arvoon vaikuttaa havaintoaineiston hajonnan lisäksi hieman myös laskutapa, joka harvoin esitetään tulosten yhteydessä.

Yleisesti suosittu tapa laskea variaatiokerroin, on jakaa tutkimuskairaukset esimerkiksi 0,5m syvyysväleihin ja laskea variaatiokerroin kaikista tälle syvyysvälille jääneistä kairavaunun tallentamista todellisista mittaushavainnoista. Tällä tavalla laskettuna variaatiokerroin arvioidaan usein suuremmaksi niillä syvyysväleillä, joilla kairakärkeä on puristamisen sijaan heijaroitu. Heijaroinnin tulosresoluutio on puristamista heikompi, sillä heijaroimalla todellisia havaintoja kerätään 5 kpl/metri, kun puristamalla havaintoja kertyy 25 kpl/metri. Heijaroinnin tulos kuvastaa keskiarvollisesti 0,2 metrin syvyysväliä, kun puristamisen tulos kuvastaa hetkellistä voimaa 0,04m välein. Tämä variaatiokertoimen laskentatapa on hyvä ja soveltuu esimerkiksi stabiloinnin ominaislujuuden tarkasteluun. Variaatiokertoimen laskennassa on joissain tutkimuksissa (Bergman, 2012; Fransson, 2011) käytetty myös kairausryöpyyden suhteen liukuvaa keskiarvoa, joka pienentää hajonnan vaihteluväliä eli tasoittaa esiintyvät äkillisiä poikkeamia.

Tässä työssä tutkimuskairauksen tulokset jaettiin aiemmin kerrotun mukaisesti 0,02m kairausryöpyyden väleihin, ja kairausvoiman arvot interpoloitiin niille syvyyksille, joilla ei varsinaista kairavaunun rekisteröimää havaintoa ollut. Variaatiokerroin laskettiin vertailualueittain yksittäisten kairauksen kairausvoimasta 0,02m välein, jolloin vertailualueelle saatiin jatkuva variaatiokertoimen arvo kairausryöpyyden suhteen. Laskentatapa tasoittaa heijaroinnin ja puristamisen näennäisen havaintomäärän, mutta saattaa pienentää variaatiokerrointa (verrattaessa vain todellisista havainnoista laskettuun). Esimerkiksi Veittosten-suon kärjen PK2/100 kairauksilla P004, P005, P009 ja P011, joilla yli 50% kairausryöpyydestä on heijaroitu, arvioidaan COV:n keskiarvoksi 0,25, kun kairaukset jaetaan 0,02m väleihin, kairausvastus interpoloidaan ja COV lasketaan 0,02m kerroksissa. Sama neljän kairauksen aineisto 0,5m kerroksiin jakaen ja näiden kerrosten COV:sta keskiarvo laskien arvioidaan COV:n keskiarvoksi 0,31.

Variaatiokerrointa ei laskettu, jos kairauksia valitulla kärjellä oli vertailualueella kolme tai vähemmän. Taulukossa 7.4.1 (ja muualla työssä) esitetyt tutkimuskohteiden vertailualueiden variaatiokertoimen arvot ovat keskiarvoja kairausryöpyyden suhteen lasketusta variaatiokertoimesta.

Tutkimuskohteiden stabiloitujen kerrosten variaatiokerroin vaihtelee kärjellä PK2/100 välillä 0,19-0,61 ollen keskiarvoltaan 0,35 (taulukko 7.4.1). Valitun vertailualueen variaatiokertoimen keskiarvo on pääsääntöisesti lähellä toisia saman tutkimuskohteen vertailualueiden kertoimia, mutta yksittäisillä vertailualueilla on havaittavissa suurtakin hajontaa. Aiempiin tutkimuksiin verrattuna vertailualueiden variaatiokertoimet ovat lähellä yleistä vaihteluväliä (Larsson, 2005, 0,2-0,4; Bergman, 2012, 0,19-0,47; Piispanen, 2014, 0,45-0,77), mutta kaikkien aiempien tutkimusten COV:n laskentatavasta ei ole tietoa.

Kärjen PKL variaatiokerroin on kärkeä PK2/100 pienempi Lepolan ja Kose-Mäön kohteessa. Veittostensuolla kärjen PKL ruutujen 1-6 variaatiokerroin on selvästi kärkeä PK2/100 suurempi, mutta ruuduissa 7-12 kertoimet ovat samalla tasolla. Jätkäsaaren meluvallin variaatiokertoimissa ei ole juuri eroa. Keskiarvallisesti kärjen PKL variaatiokerroin on 0,07 yksikköä pienempi.

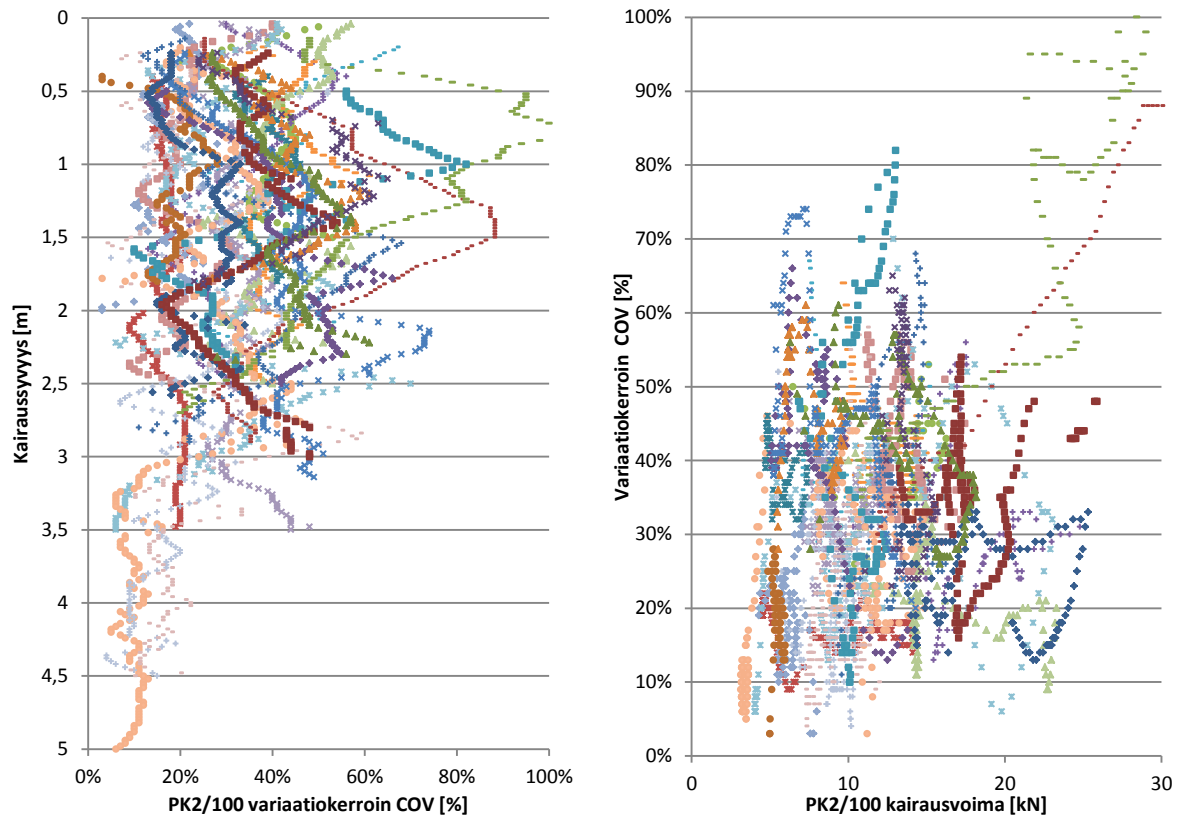
Kärjen PKP variaatiokerroin on Veittostensuon molemmilla vertailualueilla kärkeä PK2/100 selvästi suurempi. Jätkäsaaren meluvallissa sekä Kose-Mäön ruuduissa 6 ja 8 on variaatiokerroin kärjen PK2/100 kertoimen kanssa suunnilleen yhtä suuri. Ruutu 7 on ainoa, jossa kärjen PKP variaatiokerroin on selvästi kärjen PK2/100 kerrointa pienempi. Keskiarvallisesti kärjen PKP variaatiokerroin on 0,04 yksikköä pienempi.

Kärjen PH50 variaatiokerroin on molemmissa kohteissa (Veittostensuo ja Kivikonlaita) selvästi kärkeä PK2/100 suurempi, vaikkakin suurin piirtein samalla tasolla kärkien PKL ja PKP kanssa Veittostensuolla. Kivikonlaidassa on PH50-kärjellä suoritettu huomattava määrä kairauksia (Alue C = 20kpl, 3P_ala = 10kpl, 3P_ylä = 10kpl), joten variaatiokertoimen arvo on arvion mukaan kärkeä hyvin kuvastava, vaikkei vertailukohteita ole useampia. Keskiarvoltaan kärjen PH50 variaatiokerroin on 0,15 yksikköä kärjen PK2/100 kerrointa suurempi.

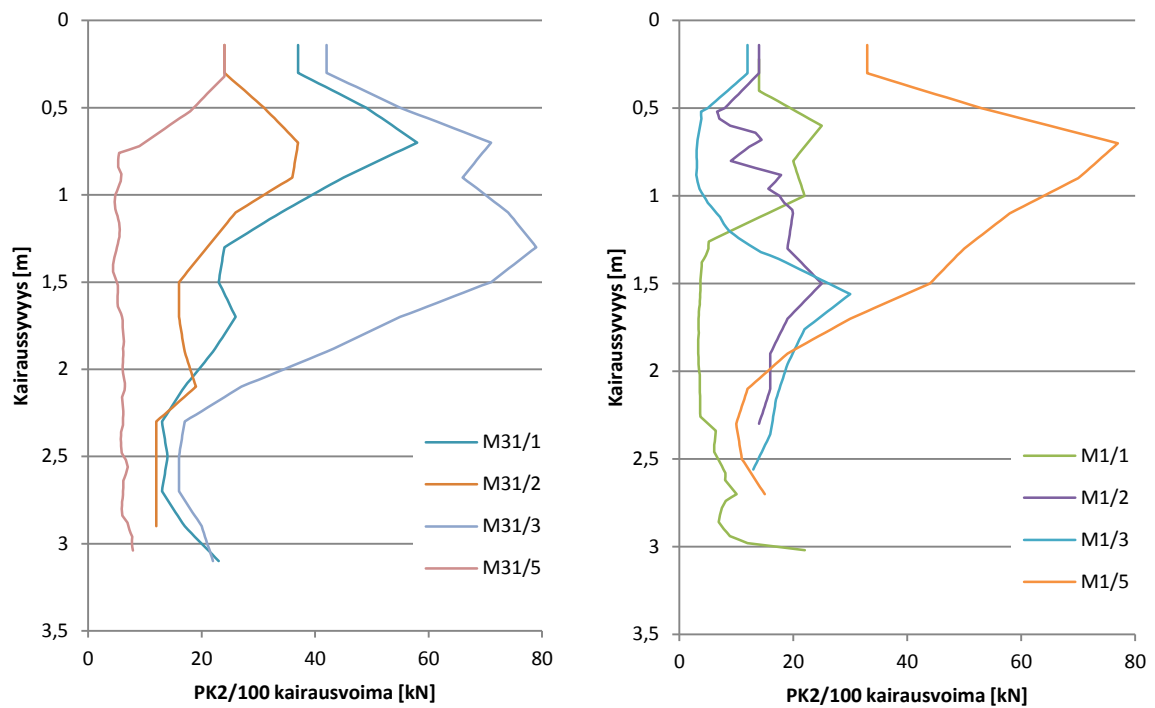
Kairausvyöydyden tai kairausvastuksen ei havaittu vaikuttavan variaatiokertoimen odotusarvoon millään tutkituista kärjistä (kärki PK2/100: kuva 7.4.1). Variaatiokerrointa voitaneen tutkimuksen mukaan kuitenkin käyttää hyödyksi kairausaineistosta poikkeamia tai virhekairauksia etsittäessä. Ainakin alueilla, joilla havaintoaineiston koko on pieni tai keskinkertainen, indikoi variaatiokertoimen korkea arvo useimmiten yhtä tai useampaa muita kairauksia selvästi enemmän kairausvoimaa vaatinutta kairausta, jotka saattavat olla esimerkiksi kiveen osuneita tai muuten epäluotettavia. Pelkän variaatiokertoimen arvon perusteella ei kuitenkaan aina voida tehdä johtopäätelmää kairausten keskinäisen laadun suhteesta (kuva 7.4.2). Kerroin ei erottele, johtuuko sen korkea arvo yhdestä erityisen paljon poikkeavasta havaintosarjasta eli kairauksesta, useista tavanomaista enemmän poikkeavista vai keskiarvon molemmin puolin poikkeavista havaintosarjoista.

Taulukko 7.4.1. Tutkimuskairausten variaatiokerroin kohteiden ja kairakärkien mukaan esitettynä. Variaatiokerroin laskettiin alueille, joissa tutkimuskairauksia suoritettiin kärkeä kohden neljä tai enemmän.

Vertailualue	PK2/100	PKL	PKP	PH50	Siipikokeet	Stabiloitu massa
Lepola	0,17	0,11	0,16		0,17	-
Kose-Mäo R3	0,39	-	-		-	Turve
Kose-Mäo R4	0,33	-	-		-	
Kose-Mäo R6	0,4	0,28	0,33		-	
Kose-Mäo R7	0,42	0,21	0,17		-	
Kose-Mäo R8	0,2	0,16	0,18		-	
Veit.suo 1-6	0,21	0,42	0,52	0,46	0,53	Turve
Veit.suo 7-12	0,41	0,46	0,58	0,54	0,36	
Kiv.laita C	0,33	-	-	0,52	0,44	Turve
Kiv.laita 3P_ala	0,29	-	-	0,53	-	
Kiv.laita 3P_ylä	0,21	-	-	0,46	-	
Jätkä MV1	0,21	-	-		-	Ruoppausmassa
Jätkä MV2	0,22	0,26	0,21		-	
LVO1 M14	0,39	-	-		-	Ruoppausmassa
LVO1 M67	0,19	-	-		-	
LVO2 M28	0,35	-	-		-	Ruoppausmassa
LVO2 M31	0,52	-	-		-	
LVO2 M1	0,61	-	-		-	
LVO3 M83	0,42	-	-		-	Ruoppausmassa
LVO3 M20	0,42	-	-		-	
LVO4 M60	0,44	-	-		-	Ruoppausmassa
LVO4 M21	0,43	-	-		-	
LVO6 M64	0,24	-	-		-	Ruoppausmassa
LVO6 M25	0,35	-	-		-	
LVO6 M85	0,42	-	-		-	
LVO6 M10	0,45	-	-		-	
Yhteensä	0,35	0,27	0,31	0,50	0,38	



Kuva 7.4.1. Kärjen PK2/100 havaintoaineiston variaatiokerroin kairausvyvyiden ja kairausvoiman suhteen esitettynä.



Kuva 7.4.2. Kärjen PK2/100 kairauksista mitattu kairausvoima Jätkäsaaren pisteissä LVO2 M31 (COV 0,52) ja M1 (COV 0,61).

8 Johtopäätökset

Osa johtopäätöksistä on varattu Ramboll Finland Oy:n käyttöön ja tästä työstä poistettu.

Työn tavoitteena oli muodostaa luotettava arvio massastabiloinnin laadunvalvonnassa käytettävän tavanomaisen kärjen PK2/100 pystypinnoilla vaikuttavasta kairauksen aikaisesta kitkavastuksesta. Kitkavastukseen liittyen tutkittiin, ovatko uusien kehityskärkien (PKL ja PKP) tulokset tavanomaisen kärjen tuloksia tasaisempia tai lähempänä siipikokeiden tuloksia. Tavoitteena oli myös tutkia kantavuuskertoimen käyttäytymistä eri kairakärjillä eri lujusalueilla (kaava 3.1). Työn tutkimuskohteissa esiintyi turvestabilointia ja meren pohjasta ruopattujen sedimenttien (savi, lieju) stabilointia. Stabiloinnin leikkauslujuudeksi arvioitiin eri kohteissa 30-250kPa.

PKL-kärki vaikuttaa lupaavalta laadunvalvontakärjeltä pehmeälle stabiloinnille. Kärjen lisätutkimuksia suositellaan tilastollisen varmuuden parantamiseksi. Kärjen toimivuus erilaisissa massastabiloiduissa savissa olisi myös hyvä varmentaa. Kärkeä suositellaan käytettäväksi tavanomaista kärkeä PK2/100 täydentävänä, kun siipikokeista määritetty stabiloinnin leikkauslujuus on alle 120kPa.

PKP-kärki ei työn tutkimusten mukaan vähennä kairausvastusta ainakaan turvestabilointikohteissa. Sedimenttistabilointikohteiden ja Lepolan kuivakuorikohteen perusteella kärki saattaa toimia lujudeltaan alhaisessa massastabiloidussa savessa. Kärkeen tarvittavan kulmaliikekytkimen teettäminen on kuitenkin kallista, sen käyttäminen edellyttää varovaisuutta ja se jäykistyy nopeasti kiinni jäävästä liasta. Tällä hetkellä lisätutkimuksia ei suositella PKP-kärjelle.

Veittostensuon siipikokeista arvioitu kairaustankoon kohdistuva kitkavastus oli leikkauslujuudesta tai kairausryöpyydestä riippumatta 10-20 kPa. Tulos oli selkeä, mutta ristiriidassa kärjen PKP-tulosten kanssa. Siipikoelaitteiston sisäisen kitkan suuruus ei ollut tiedossa, joten lisätutkimukset asian suhteen ovat suositeltavia.

Kärjen PH50 tulosten hajonta on kärkeä PK2/100 suurempaa, mikä johtuu oletettavasti kärjen PH50 pienemmästä kairauspinta-alasta. Kärki soveltuu parhaiten kovalle stabiloinnille, mutta sitä voidaan käyttää myös pehmeässä massastabiloinnissa. Kärjen kantavuuskertoimeksi suositellaan arvoa 8. Kantavuuskertoimen ei havaittu kasvavan siipikokeista arvioidun leikkauslujuuden tai kairausryöpyyden funktiona.

Kärjen PS130/65 kairausvoimasta (alaspainamisvoimasta) voidaan arvioida leikkauslujuus kaavan 3.1 mukaisesti. Kärjen laskennallinen pinta-ala on $0,00156\text{m}^2$. Kantavuuskertoimen jakauman 25% ja 75% fraktiilien rajaamalla alueella kertoimen vaihteluväli on 36-53 ja keskiarvo 47. Kärjen tulosten tilastollinen hajonta suhteessa siipikokeisiin on arvion mukaan yhtä suurta tai pienempää kuin kärjellä PK2/100, joten kärjen PS130/65 kairaustulosten arvioidaan olevan käyttökelpoisia täydentämään kärjen omien siipikokeiden tuloksia. Kantavuuskertoimen arvoksi suositellaan arvoa 40, kun siipikokeista määritetty leikkauslujuus on yli 70kPa, ja 50, kun määritetty leikkauslujuus on alle 70kPa.

Tässä tutkimuksessa kairausvoiman ja heijaroinnin arvot interpoloitiin 0,02m syvyysvälein ja variaatiokerroin COV laskettiin näistä arvoista. Kerroin laskettiin vertailualueilla, joissa kairauksia oli yli kolme kappaletta valittua kärkeä kohden. Kärjen PKL variaatiokerroin oli otannan pienin. Sen havaintoaineiston variaatiokertoimen keskiarvo oli 0,27 ja vaihteluväli

kohteittain 0,16-0,46. Kärjellä PK2/100 havaintoaineiston variaatiokertoimen keskiarvo oli 0,35 ja vaihteluväli kohteittain 0,19-0,61. Variaatiokertoimen arvo on linjassa aiemmin esitettyihin arvioihin (Bergman, 2012; Larsson, 2005). Kärjen PKP variaatiokerroin oli hieman kärkeä PK2/100 pienempi. Kärjen PH50 variaatiokerroin oli kärkeä PK2/100 selvästi suurempi (havaintojoukon keskiarvo 0,50, vaihteluväli kohteittain 0,46-0,54). Siipikokeiden variaatiokerroin oli hieman kärjen PK2/100 kerrointa suurempi (keskiarvo 0,38, vaihteluväli 0,36-0,53).

Lähdeluettelo

Allu Group, 2017. Tuote-esite, Internet-kotisivut, www.allu.net/fi. Viitattu 13.4.2017.

Axelsson, M. 2001. Djupstabilisering med kalkcementpelare – metoder för produktionsmässig kvalitetskontroll i fält. (Deep stabilisation with lime-cement columns – methods for production effective quality control in the field). Royal Institute of Technology. Stockholm.

Baker, S. 2000. Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay. Doctor's Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden. ISSN 0346-718x

Bergman, N., Al-Naqshabandy, M.S., Larsson, S. 2013. Variability of strength and deformation properties in lime-cement columns evaluated from CPT and KPS measurements. Paper II of Licentiate Thesis. Submitted to Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards 7(1). s. 21–36. KTH Royal Institute of Technology, Stockholm.

Bergman, N. and Larsson, S. 2012. Agreement between KPS and Jbt data evaluated from soil improved by lime-cement columns. Paper III of Licentiate Thesis. Submitted to Ground Improvement in April 2012. KTH Royal Institute of Technology, Stockholm.

Bergman, N. 2012. Characterization of strength variability for reliability-based design of lime-cement columns. Licentiate Thesis. Department of Civil and Architectural Engineering. Division of Soil and Rock Mechanics. Royal Institute of Technology. Stockholm. 28 s. ISSN 1650-951X.

Deep Soil Mixing Ltd, UK. Poole Quay Extension – RNLI. Kohde-esite, 4s.

EN ISO 14679. 2005. Pohjarakennustyöt: Syvästabilointi. Liikennevirasto, ICS 93.020. 1+48 s.

EN ISO 22476: Geotekninen tutkimus ja koestus. Kenttäkokeet (EN ISO 22476-1:2012 CPT & CPTU, -3:2005 SPT Puristinkairaus, -4:2012 Menard pressuremeter test, -10:2005 Painokairaus, -15:2015 MWD-kairaus)

EuroSoilStab 2002. Design Guide Soft Soil Stabilisation. CT97-0351 9. Ministry of Transport Public Works and Water Management. 95 p. ISBN 1-86081-599-5.

Forsman, J., Melander, M., Winqvist, F., Halkola, H., Korkiala-Tanttu, L. 2017. Mass stabilization quality control methods. 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Seoul, South-Korea, 18.-22.9.2017.

Forsman, J., Lindroos, N., Marjamäki, T. 2016. Mass Stabilisation – Method, Applications and International Export Experiences. Presentation in Ramboll Geo-Seminar, September 2016. Hamburg.

Forsman, J., Lindroos, N., Korkiala-Tanttu, L. 2015. Three mass stabilization phases in the west harbor of Helsinki, Finland – Geotechnical and environmental properties of mass sta-

bilized dredged sediments as construction material. Article for Deep Mixing Conference 2015, San Francisco

Forsman, J., Jyrävä, H., Lahtinen, P., Niemelin, T. & Hyvönen, I. 2014. Massastabilointi-käsikirja. 62 s. Luettavissa: http://www.uuma2.fi/sites/default/files/Massastabilointik%C3%A4sikirja%20YLEISVERSIO%20-%202014_06_24.pdf

Forsman, J., Honkala, A. & Smura, M. 1999. Hertsby case: A column stabilised and geotextile reinforced road embankment on soft subsoil. Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilisation. Stockholm 13.-15.10.1999. pp. 263-268.

Fransson, J. 2011. A study of the correlation between soil-rock sounding and column penetration test data. Master of Science Thesis. Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology. KTH, Stockholm. 46 s. ISSN 1652-599X.

Halkola, H. 1999. Keynote lecture: Quality control for dry mix methods. Tukholma, 1999. Julkaisussa: Holm, G. & Bredenberng, H. & Broms, B. Dry Mix Methods of Deep Soil Stabilization. Swedish Deep Stabilization Research Centre. 330 s. ISBN 90-5809-108-2.

Halkola, H. 1982 Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät. Geoteknisen osaston tiedote 30. Kiinteistövirasto, Helsingin kaupunki. 87 s. Luettavissa: <http://www.hel.fi/static/kv/Geo/Julkaisut/julkaisu30.pdf>

Hautalahti, P., Halkola, H., Puumalainen, N. 2007. Kivikon teollisuusalueen stabiloinnin koerakentaminen. Julkaisu 92/2007, Geotekninen osasto, Kiinteistövirasto, Helsingin kaupunki. 89 s. ISBN 978-952-223-008-9.

Jelusic, N., Leppänen, M. 2003. Mass Stabilization of Organic Soils and Soft Clay. Third International Conference on Grouting and Ground Treatment. 10.-12.2.2003, New Orleans, Louisiana, United States. Readable: [https://doi.org/10.1061/40663\(2003\)28](https://doi.org/10.1061/40663(2003)28)

Junnila, A., Salo, P., Perttula, T., Forsman, J. 2010. Syvästabiloinnin suunnittelu. 11/2010 Liikenneviraston ohjeita. Liikennevirasto, Helsinki. 57 s. ISBN 978-952-255-031-6.

Kitazume, M. & Terashi, M. 2013 The Deep Mixing Method. CRC Press, Taylor & Francis Group, London, UK. 407 s. ISBN 978-1-138-00005-6.

Kirsch, K. & Bell, A. 2013. Ground Improvement. Third Edition. CRC Press, Taylor & Francis Group, United States. 435 s. ISBN: 978-0-203-83897-6.

Korkiala-Tanttu, L. & Törnqvist, J. 2003. Development of quality control methods for deep stabilisation (in Finnish). Finnra reports 25/2003. 58 p. ISBN:951-803-062, TIEH 3200813

Kortelainen, J. 2017. Jätkäsaaren stabiloitu sedimentti: Kairatangon kitkakokeet. Tutkimusraportti, Ramboll Finland Oy & Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. Luonnos 1.9.2017.

Laaksonen, J. 1995. Stabiloidun maamassan leikkauslujuuden ja CPT-kairauksen välinen riippuvuus. Diplomityö, Rakennus- ja maanmittaustekniikan laitos, Teknillinen korkeakoulu. 80 s.+ 6 liit.

Laaksonen, S. 2014. Saven muodonmuutosominaisuuksien määrittämenetelmien ja –laitteistojen kehittäminen. Diplomityö, Insinööritieteiden korkeakoulu, Aalto-yliopisto. 81+30 s.

Lahtinen, P. & Niutanen, V. 2009. Development of In-Situ Mass Stabilization Technique in Finland. Deep Mixing 2009 Okinawa Symposium, Okinawa, Japan, May 19-21, 2009.

Lahtinen, P. & Kujala, K. 1992. Syvästabilointiohje STO-91. Rakennusaineteollisuusyhdistys. Rakennustieto, Helsinki. 52 s. ISBN 951-682-229-0.

Larsson, S. & Nilsson, A. 2009. Horizontal strength variability in lime-cement columns – a field study. Deep Mixing 2009 Okinawa Symposium, International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilisation. 19.-21.5.2009, Japan.

Larsson, S. 2005. State of Practise Report – Execution, monitoring and quality control. Volume 2, Deep Mixing Conference 2005. Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

Larsson, S. 2003. Mixing Process for Ground Improvement by Deep Mixing. Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology. KTH, Stockholm. ISSN 1650-9501. 198

Liikennevirasto. 2017. Syvästabilointiohje 2017, luonnos 24.7.2017. Liikenneviraston ohjeita nro xx/2017. Liikennevirasto.

Liyanapathirana, D.S. & Kelly, R.B. 2011. Interpretation of the lime column penetration test. Computers and Geotechnics 38(1), pp. 69–79.

Melander, K. 1989. Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä. Diplomityö, Teknillinen korkeakoulu. Tiedote 48/1989, Geotekninen osasto, Helsingin kaupungin kiinteistövirasto. 99 s. ISBN 951-771-873-X.

Melander, M. 2017. Jätkäsaaren stabiloidu sedimentti: Koemeluvallipenger. Laboratorio-tutkimukset. Tutkimusraportti, Ramboll Finland Oy & Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. s.53+279.

Melander, M. 2015. Vaippakitkan vaikutus massastabiloinnin laadunvalvontakairausten tuloksiin. Kandidaatintyö, Insinööritieteiden korkeakoulu, Aalto-yliopisto. Ramboll Finland Oy. s.29.

Mellin, I. 2006. Tilastolliset menetelmät: Lineaarinen regressioanalyysi. Teknillinen korkeakoulu, Espoo.

Piispanen, P. 2017. Massastabiloinnin pitkäaikaistoimivuus. Diplomityö, Insinööritieteiden korkeakoulu, Aalto-yliopisto. Ramboll Finland Oy. Luonnos 21.8.2017

Piispanen, P., Melander, M., Forsman, J., Winqvist, F. 2016. Veittostensuo, Iitti: Massa-stabiloinnin pitkäaikaistoimivuus. Tutkimusraportti, Ramboll Finland Oy. Liikennevirasto, YIT Rakennus Oy, Nordkalk Oy, Finnsementti Oy. 42 s.

Piispanen, P., Kaski, A., Forsman, J. 2015. Kose-Mäo test mass stabilisation, compression tests (column penetration soundings) 2015. Quality control report, Ramboll Finland Oy . Estonian Road Administration, ERA. 12s.

Piispanen, P. 2014. Massastabiloinnin kenttälajuuden arvioinnissa käytettävän kantavuuskertoimen määrittäminen. Kandidaatin työ. Insinööritieteiden korkeakoulu, Aalto yliopisto. Ramboll Finland Oy. 28 s.

Porbaha, A., Yamane, N. and Taguchi, H. 2001. In situ measurement of artificially cemented ground properties. Proc. Int. Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, 219-223

Porbaha, A. 2002. State of the art in quality assessment of deep mixing technology. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement 6(3):95-120. DOI: 10.1680.

Ramboll Finland Oy. 2017. Tutkimusraportti. Kivikonlaita ja Tattarisuo, Helsinki: Massa-stabiloinnin pitkäaikaistoimivuus. Luonnos 30.8.2017. Tilaaja Helsingin kaupunki.

Ramboll Finland Oy. 2015. Laadunvalvonnan yhteenvetoraportti. Helsingin ylijäämämaiden stabilointi, Jätkäsaari III. Tilaaja: Stara, Helsingin kaupungin rakentamispalvelu. Viite 1510004948

Ramboll Finland Oy. 2013a. Laadunvalvonnan yhteenvetoraportti. Helsingin ylijäämämaiden stabilointi, Jätkäsaari II. Tilaaja: Stara, Helsingin kaupungin rakentamispalvelu. Viite 82144102

Ramboll Finland Oy. 2013b. Loppuraportti. Perkkaan koirapuisto. Tilaaja: Espoon kaupunki. Viite 82134670-06.

Ramboll Finland Oy. 2012. Report. Field Test in Port of Kokkola, Longtime Monitoring. Customer: Port of Kokkola. Reference 82128371-11.

Ramboll Finland Oy. 2009. Pansion Sotasataman pilaantuneiden sedimenttien hyötykäyttö. 2006-2009. Terramare Oy, Turku. Luettavissa: <http://www.ramboll.fi/projektit/rfi/prosessistabilointi>. Viitattu 31.5.2017.

Ratahallintokeskus. 2006. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006. Rataverkko-osasto, Ratahallintakeskus, Helsinki. 130 s. ISBN 952-445-166-2. 130

Razvan, I. 2017. Skanska AB. Sähköpostikeskustelu tavanomaiseen pilarikairaaseen sovituksesta CPT-kairan elektroniikasta. 5/2017.

Ruotsala, H. 2011. Syvästabilointi – Laadunvalvonta geofysikaalisilla reikämittaussmenetelmillä ja mekaanisilla kairausmenetelmillä. Diplomtyö, Insinööritieteiden korkeakoulu, Aalto-yliopisto. 65+31.s. ISBN 978-952-272-104-4 (Julkaisu 95, Geotekninen osasto, Helsingin kaupungin Kiinteistövirasto).

Selänpää, J. 2015. CPTU-kairauskokeen käyttäminen liikenneväylien pohjatutkimusmenetelmänä. Esiselvitys. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 25/2015. Liikennevirasto, Helsinki. s.59. ISBN 978-952-317-092-6.

Timoney, M. 2015. Strength verification methods for stabilised soil-cement columns: a laboratory investigation of PORT and PIRT. Doctoral Thesis, College of Engineers and Informatics, National University of Ireland. s.313. <http://hdl.handle.net/10379/5030>

Timoney, M. 2014. Strength verification of soil-cement columns; a scale laboratory investigation of the Push-In Resistance Test. Proceedings of the 23rd European Young Geotechnical Engineers Conference, Barcelona 2014. 4 s.

Timoney, M., McCabe, B., Bell, A. 2012 Experiences of dry soil mixing in highly organic soils. Ground Improvement, Volume 165, Issue 1, pp. 3-14. <http://dx.doi.org/10.1680/grim.2012.165.1.3>

Topolnicki, M. 2004. In situ soil mixing. Spon Press, Ground Improvement, Second Edition, p.331-428. ISBN 0-203-50254-X.

Trafikverket, 2011. TK Geo 11, Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner. s. 165. ISBN: 978-91-7467-114-8

Törnqvist J. & Juvankoski M. 2003. KT51 Kirkkonummen syvä- ja massastabiloitu koerakenne. Loppuraportti. Tiehallinnon selvityksiä 29/2003. Tiehallinto, Helsinki. 156 s. ISBN 951-803-080-4.

Wiggers, A.G. and Perzon, J. 2005. The Lekkerkerk trial: Mixed-in-place dike improvement in Netherlands. In: Rydell, B., Westberg, G., and Marrarsch, K. R. eds. Deep Mixing - Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing '05. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Stockholm, Sweden, pp. 179–183.

Öberg, A-L.. 1997. Homogenitet hos K/C-pelare – En fältstudie. (Homogeneity of L/C-columns – A field study) Report B 1997:8. Chalmers University of Technology. Göteborg.

Liiteluettelo

Liite 1. Jätkäsaaren kohdekortti

Liite 2. Jätkäsaaren meluvallipenger ja laadunvarmistuskairauten tulokset

Liite 3. Kose-Mäön koestabilointialueen laadunvarmistuskairaukset kehityskärjillä

Liite 4. Veittostensuon turvestabiloinnin laadunvarmistuskairaukset kehityskärjillä

Osa liitteistä on varattu Ramboll Finland Oy:n käyttöön ja tästä versiosta poistettu.

Liite 1. Jätkäsaaren kohdekortti

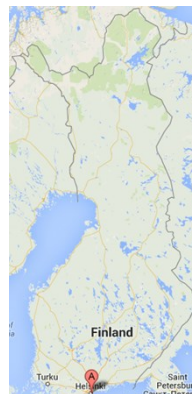
Jätkäsaari, Helsinki, Finland
Ex-situ utilization of contaminated sediments by
mass stabilization

Key words:
ex-situ mass stabilization,
contaminated sediments

General information	The project concerned stabilization of dredged clay and slime sediments in three phases in 2010s in temporary stabilization basins. The 3,5m high embankments of the basins were made of coarse non-cohesive soil and the bottom of the basins was covered by asphalt. The thickness of the stabilized sediment layer was approximately 2,5...3 m. The stabilized mass was mildly contaminated and the concentrations of harmful substances exceeded the lower values set for metals and the threshold values for organic substances.
Advantages of stabilization	Processing of mildly contaminated and clean sediment masses in order to turn them into a good-quality filling material. The dredged and stabilized sediments were utilized in landscaping etc.
Project timetable	Phase I in 2010-2011 Phase II in 2012-2013 Phase III in 2014-2016
Volumes and dimensions	Phase I: 20 000 m ³ + Phase II: 81 000 m ³ + Phase III: 23 500 m ³
Geology and stabilized material	Clay, w ≈ 70...100 %, LoI ≈ 3...4 %,
Target strength of the stabilized material	Shear strength of 40-60 kPa
Binder(s)	Various different combinations of binders (cement, chalk and many different industrial by-products, f.e. fly ash, FSG). Amount of binders varied from 50 kg/m ³ to 200 kg/m ³
Laboratory and field tests	Sampling, index and stabilization tests in the laboratory, stabilization tests with various binder mixture combinations. Quality control investigations (soundings, test pits, laboratory samples) in the basins, quality control soundings in the temporary stockpiles (column penetrometer). In addition, leaching and other environmental tests were carried out for unstabilized sediment.
Other	The permeability of the stabilized sediment was examined in the embankment of Sepänmäki where the sediments were utilized.
Long-term follow-up and lessons learned	
Sources	Forsman, J <i>et al.</i> (2015) , Three mass stabilization phases in the West Harbour of Helsinki, Finland – geotechnical and environmental properties of mass stabilized dredged sediments as construction material, Deep mixing conference, San Francisco. ABSOILS, (2015) , Final report on the pilot applications and quality control of the absoils project, available: http://projektit.ramboll.fi/life/absoils/matsku/absoils_final_report_on_pilots_and_quality_control.pdf

Stabilization contractor

Biomaa Oy



Aerial picture of the stabilization basins 1-3 of Jätkäsaari.



Stabilized sediments in stabilization basins of Jätkäsaari.



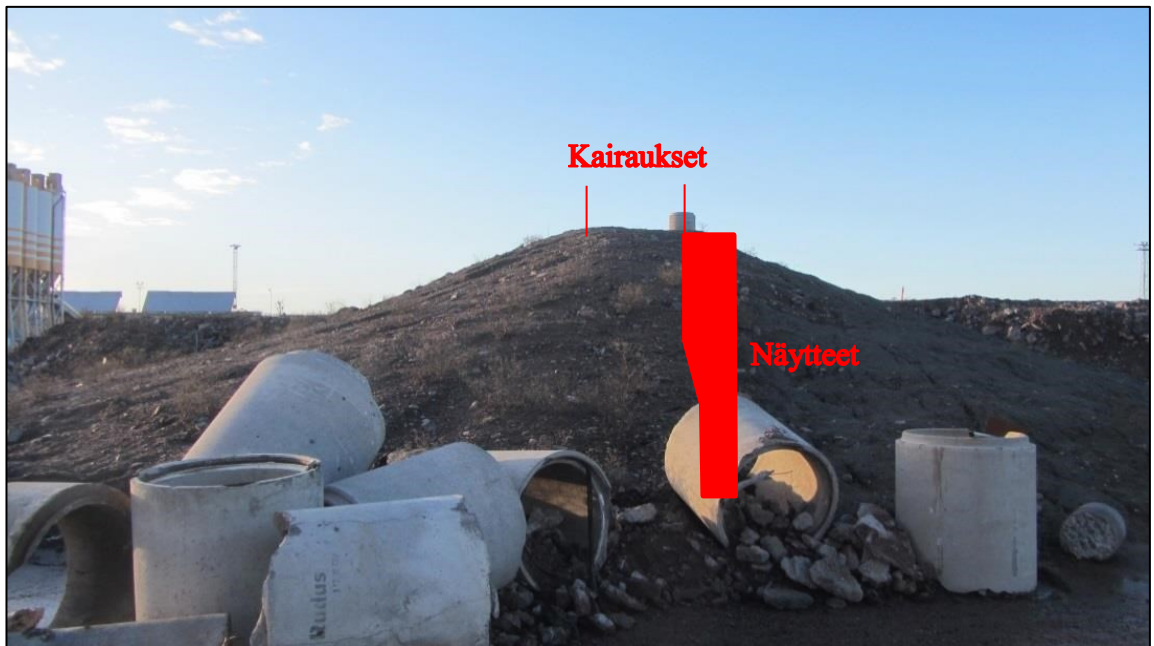
Stabilized and piled clay and slime sediments.



Liite 2. Jätkäsaaren koemeluvallipenger



Kuva L2.1. Koemeluvallipenger lopullisessa muodossaan stabilointialtaan 1 mantereen puoleisessa päädyssä tammikuussa 2015 (valokuva Dettenborn 26.1.2015)



Kuva L2.2. Penger ympäröivän maanpinnan tasolta kuvattuna joulukuussa 2015. Punaisilla viivoilla rajattu alue penkereen yläpinnalla, jonne laadunvalvontakairaukset sijoituivat. Punaisella korostusvärillä on osoitettu paikka, josta laboratoriokoenäytteet (Melander, 2017) kaivettiin toukokuussa 2016 (valokuva Forsman 11.12.2015)



Kuva L2.3. Penkereen pintakerros auki kaivettuna ensimmäisten laadunvalvontakairausten yhteydessä helmikuussa 2015 (valokuva Melander 6.2.2015)



Kuva L2.4. Penkereen kuorittu ja kuivunut pintakerros jälkimmäisten laadunvalvontakairausten yhteydessä kesäkuun lopulla 2015 (valokuva Melander 29.6.2017)

Liite 3. Kose-Mäön koestabilointialue



Kuva L3.1. Kose-mäön koestabilointialueen toteutunut tutkimusohjelma, marraskuu 2015. Taustalla harmaalla näkyvät tutkimukset ovat vuonna 2009 tehtyjä vanhempia laadunvalvontatutkimuksia. Tummemmista päällä olevista merkinnöistä ympyrät ovat pilarikairauksia (ruudut 1-8: PK2/100), ympyrät sakaroin pilarisiipikairauksia (ruudut 3,4,7: PS130/65), kolmiot kehityskärkien kairauksia (ruudut 6-8: PKL+PKP) ja neliöt painumalevyjä (ruudut 1-8). Alkuperäinen kuva: Piispanen et al., 2015.